TS. NGUYỄN HỮU ĐẨU

CÔNG NGHỆ MỚI
ĐÁNH GIÁ CHẤT LƯỢNG CỌC

(Tái bản)

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
HÀ NỘI - 2011

LỜI NÓI ĐẦU

Trong hơn mười năm qua, cùng với chính sách đổi mới của Đảng và Nhà nước, xây dựng nền móng công trình đã có sự phát triển mạnh mẽ về mọi mặt. Nhiều công nghệ mới trong xây dựng móng cọc đã được áp dụng ở nước ta như : cọc ống đường kính lớn, cọc khoan nhồi, cọc ép, cọc vật liệu rời.... Khi một công nghệ xây dựng móng cọc mới được áp dụng, thì những yêu cầu mới về tri thức, kinh nghiệm của các khâu từ khảo sát, thiết kế, thi công và đánh giá chất lượng sau thi công sẽ được đặt ra.

Cuốn sách này đề cập đến các công nghệ mới đánh giá chất lượng móng cọc sau khi thi công xong. Do đây là những công nghệ mới nên chưa có nhiều tài liệu nước ngoài để tham khảo, chưa có nhiều kinh nghiệm được tổng kết, đánh giá công bố ở trong nước. Bản thân tác giả mặc dù đã cố gắng rất nhiều để tập hợp các tài liệu ở Việt Nam trong các năm gần đây, đã trao đổi với các đồng nghiệp, nhưng vẫn còn rất nhiều vấn đề chưa đề cập được hết trong cuốn sách nhỏ này. Mong các đồng nghiệp và các bạn độc giả coi đây là sự cố gắng ban đầu về tập hợp và cung cấp một số thông tin cần thiết trong lĩnh vực quản lí và đánh giá chất lượng móng cọc, một lĩnh vực rất quan trọng trong xây dựng công trình.

Cuốn sách gồm 7 chương, 2 phụ lục và phần tài liệu tham khảo. Có 5 công nghệ mới được giới thiệu tương đối đầy đủ là : Siêu âm truyền qua ống, thử động biến dạng nhỏ, thử động biến dạng lớn, thử tĩnh động Statnamic và thử tĩnh hộp Osterberg. Một số công nghệ được giới thiệu khái quát như: thử cọc có gắn thiết bị, thử bằng rung trở kháng cơ học. Việc lựa chọn như vậy xuất phát từ các đánh giá về mức độ phổ biến và mức độ tin cậy của chính các công nghệ đó.

Trong các công nghệ được giới thiệu chỉ còn công nghệ thử tĩnh động (Statnamic) là chưa được áp dụng ở Việt Nam, nhưng theo sự đánh giá của tác giả, chắc chắn trong tương lai gần sẽ được sử dụng trong nước do những ưu điểm của nó về kinh tế và kĩ thuật.

Cuốn sách cũng không đề cập đến công nghệ gamma để đánh giá mật độ bê tông cọc khoan nhồi do các hạn chế của nó về độ an toàn và bề dầy bê tông đo được, mặc dù đây là phương pháp được áp dụng đầu tiên (đầu những năm 90) trong xây dựng cọc khoan nhồi đường kính lớn (cầu Việt Trì).

Đối với mỗi công nghệ, tác giả đã cố gắng trình bày đầy đủ các nội dung gồm: nguyên lí, cơ sở lí thuyết, thiết bị, trình tự thực hiện, nội dung báo cáo và phương pháp giải thích số liệu để đánh giá chất lượng móng cọc. Đồng thời cũng đưa vào các trường hợp thực tế, nhất là các thực tế ở Việt Nam, để giúp cho người đọc có các thông tin cần thiết.

Tác giả xin chân thành cảm ơn các đồng nghiệp thuộc Viện Khoa học công nghệ GTVT đã giúp đỡ nhiều để thực hiện một số công nghệ mới trong thực tế xây dựng và cung cấp các số liệu thí nghiệm hiện trường đưa vào nội dung sách.

Tác giả

Chương 1
CHẤT LƯỢNG MÓNG CỌC

. ĐẶT VẤN ĐỀ

Chất lượng móng cọc cũng giống như chất lượng các bộ phận công trình xây dựng hế : là kết quả tổng hợp của quá trình quản lý chất lượng từ khảo sát, thiết kế và thi ông. Nội du ıg cuốn sách này hướng chủ yếu vào quá trình đánh giá chất lượng móng ọc sau khi đã thi công. Trong đó, chỉ đề cập đến các công nghệ mới để đánh giá chất ượng móng cọc trong giai đoạn thi công và sau khi thi công xong. Khái niệm "công ghệ mới" ở đây được hiểu là những công nghệ tiên tiến trên thế giới đã áp dụng ở nước . trong những năm gần đây và những công nghệ theo dự báo sẽ vào Việt Nam trong ıời gian tới.

KHÁI NIỆM CHẤT LƯỢNG MÓNG CỌC

Khi nói về chất lượng móng cọc thường được quan niệm là chất lượng của cọc đơn, ıặc dù nhóm cọc hay ảnh hưởng của đài cũng rất quan trọng nhưng không phải là vấn ề được quan tâm ở đây.

Chất lượng của cọc đơn gồm hai nội dung chính là :

- Độ nguyên vẹn kết cấu
- Sức chịu tải

a) Độ nguyên vẹn kết cấu

Là yêu cầu để cọc đảm bảo khả năng làm việc như một bộ phận kết cấu theo đúng ều cầu của thiết kế. Cụ thể là cọc đủ tiết diện, vật liệu thân cọc có các tính năng độ ền theo thiết kế, không nứt gẫy hay có các khuyết tật ảnh hưởng đến sự làm việc bình ường của cọc. Để định lượng các yêu cầu nêu trên, trong thực tế thường dùng các khái ệm sau : độ đồng nhất đối với cọc bê tông cốt thép, trở kháng cơ học với các cọc bằng ại vật liệu khác như bê tông, thép...

Độ đồng nhất của bê tông thân cọc theo nguyên tắc của quy luật ngẫu nhiên được ıc định theo công thức :

$$h_n = 1 - 3\frac{S_x}{x} = 1 - 3C_v \qquad (1\text{-}1)$$

Trong đó :

x - Đại lượng đo tiêu biểu của phương pháp kiểm tra. Nếu dùng phương pháp siêu âm có v và S_v; nếu dùng phương pháp gamma ta sẽ có ρ và S_ρ. Ở đây v là vận tốc truyền

âm trong bê tông và ρ là mật độ của bê tông. Các độ lệch quân phương tương ứng S_v và S_ρ được xác định theo công thức sau :

$$S_x = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(x_i - \bar{x})^2} \quad (1\text{-}2)$$

$$\bar{x} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} x_i \quad (1\text{-}3)$$

Trong trường hợp cọc khoan nhồi, khi việc đo được tiến hành theo độ sâu của các ống đặt dọc thân cọc thì các x_i chính là đại lượng v_i hoặc ρ_i đo được tại độ sâu i của các ống đo.

Theo quy phạm Liên Xô cũ, độ đồng nhất là một tiêu chuẩn chất lượng công trình hay kết cấu bê tông cốt thép và được xếp theo giá trị h_0 như sau :

Bảng 1.1. Đánh giá chất lượng đồng nhất của kết cấu bê tông cốt thép theo GOST 17624-87

Hệ số đồng nhất, h_0	Chất lượng đồng nhất
> 0,9	Rất tốt
0,7 ÷ 0,9	Tốt
0,55 ÷ 0,70; ($\bar{h}_o$ - 0,595)	Đạt yêu cầu
< 0,55	Xấu

Ở đây :

$C_v = \frac{S_x}{\bar{x}}$ còn gọi là hệ số biến động, theo quy phạm Liên Xô cũ thì C_v = 13,5% tương ứng với đạt yêu cầu, $C_v \approx 6\%$ là mức tốt và $C_v \approx 3 \div 4\%$ là mức rất tốt.

Khi sử dụng các phương pháp phân tích truyền sóng ứng suất trong thân cọc để đánh giá chất lượng, người ta dựa trên khái niệm trở kháng cơ học.

Trở kháng cơ học Z là đại lượng được xác định theo biểu thức sau:

$$Z = \frac{EA}{C} \quad (1\text{-}4)$$

E - Mô đun đàn hồi vật liệu thân cọc

A - Diện tích tiết diện ngang thân cọc

C - Tốc độ truyền sóng ứng suất dọc thân cọc

C là hằng số đối với mỗi loại vật liệu thân cọc, có thể đo trực tiếp từng cọc hoặc t theo bảng cho sẵn. Nó cũng chính là tốc độ truyền sóng âm trong vật liệu thân cọc.

Theo kết quả phân tích truyền sóng (hay còn gọi là phân tích phương trình sóng) có được sự biến thiên trở kháng cơ học dọc theo độ sâu. Trong ASTM của Mỹ đưa ra tiêu chuẩn đánh giá mức độ khuyết tật thân cọc như sau :

Gọi β là hệ số mức độ nguyên vẹn và được xác định theo công thức sau :

$$\beta = \frac{Z_i}{Z} \qquad (1\text{-}5)$$

Ở đây : Z_i - Trở kháng cơ học của cọc tại tiết diện i

Z - Trở kháng cơ học theo thiết kế

Bảng 1.2. Đánh giá chất lượng cọc theo hệ số mức độ nguyên vẹn β (ASTM - 1989)

Hệ số β	Tình trạng cọc
1,0	Nguyên vẹn
0,8 ÷ 1,0	Khuyết tật nhẹ
0,6 ÷ 0,8	Có khuyết tật
Dưới 0,6	Gẫy

Các phương pháp thử động biến dạng lớn PDA, thử động biến dạng nhỏ PIT, rung trở kháng cơ học đều sử dụng phương pháp và thang đánh giá nêu ở trên để đánh giá chất lượng cọc.

b) Sức chịu tải của cọc đơn

Đây là thông số quan trọng nhất đối với một cọc đơn sau khi thi công xong. Nếu yếu tố độ đồng nhất là đảm bảo cho cọc làm việc như một kết cấu nguyên vẹn để truyền lực từ công trình xuống nền đất và đảm bảo tuổi thọ của cọc trong môi trường đất - nước - nước ngầm, thì sức chịu tải chính là mức truyền tải mà cọc đó đảm bảo được.

Sức chịu tải của cọc đơn được xác định từ hai điều kiện : theo vật liệu và theo đất nền.

Nếu tính theo vật liệu thì căn cứ vào kết quả đánh giá độ đồng nhất của cọc như đã nêu ở mục trên có thể kể đến yếu tố chất lượng vật liệu thân cọc vào trong tính toán theo công thức sau :

$$Q = Q_{vl} \times K_{dn} \qquad (1\text{-}6)$$

Ở đây :

Q - Sức chịu tải theo vật liệu của cọc (cho phép hoặc giới hạn)

Q_{vl} - Sức chịu tải của vật liệu tính theo độ bền vật liệu và kích thước hình học thiết kế

K_{dn} - Hệ số đồng nhất thu được trong các thí nghiệm đánh giá độ đồng nhất (là h_0 hoặc β như đã nêu ở trên)

Nếu tính theo đất nền có thể xác định theo một trong hai phương pháp : tính toán theo đất nền (bằng những công thức lý thuyết - thực nghiệm khác nhau) hoặc xác định bằng thí nghiệm. Trong phạm vi của vấn đề nghiên cứu, ở đây chỉ đề cập đến sức chịu tải dọc trục được xác định bằng thí nghiệm.

Hiện nay, có ba nhóm phương pháp thí nghiệm để xác định sức chịu tải dọc trục của cọc đơn :

(a) Thí nghiệm tĩnh :

- Nén tĩnh truyền thống
- Thí nghiệm hộp tải trọng Osterberg
- Thí nghiệm cọc có gắn thiết bị

(b) Thí nghiệm động :

- Thử động truyền thống và sử dụng các công thức động truyền thống như Gherxêvanốp, Hilây...
- Thử động biến dạng lớn PDA, hay còn gọi là phân tích truyền sóng ứng suất
- Thử rung trở kháng cơ học (MIMP-15)

(c) Thí nghiệm tĩnh động Statnamic:

Đặt tải động nhưng phân tích sự làm việc của hệ cọc - đất theo các đặc trưng tĩnh của đất.

Trong các chương sau sẽ đề cập chi tiết đến các công nghệ PDA, Osterberg và Statnamic; sẽ giới thiệu MIMP-15 và cọc có gắn thiết bị. Các công nghệ truyền thống như nén tĩnh và nhóm các công thức động sẽ không trình bày vì đã được giới thiệu nhiều trong các sách giáo khoa và sách chuyên đề khác.

Khi xác định sức chịu tải bằng các phương pháp thí nghiệm, một vấn đề rất quan trọng là tiêu chuẩn phá hoại hay cụ thể hơn là định nghĩa (quy ước) về trạng thái phá hoại của cọc để xác định sức chịu tải giới hạn của cọc trên biểu đồ quan hệ tải trọng chuyển vị mà các thí nghiệm thu được. Trong thử tải tĩnh truyền thống, một phương pháp tin cậy nhất và được dùng rộng rãi ở tất cả các nước, thì cũng đã có nhiều tiêu chuẩn phá hoại khác nhau như Davisson, Kondner, Mazurkevich... hay các tiêu chuẩn trong quy phạm của Canada, Liên Xô cũ, Trung Quốc... Do mỗi tiêu chuẩn phá hoại phù hợp với một quy trình chất tải và điều kiện đất nền nhất định nên trong TCX 205:1998 "Tiêu chuẩn thiết kế móng cọc" cũng đã đưa ra một số tiêu chuẩn phá hoại khác nhau để người kỹ sư lựa chọn. Các công nghệ mới thí nghiệm sức chịu tải của cọc người ta cũng dùng những tiêu chuẩn phá hoại khác nhau như : trong PDA sử dụng tiêu chuẩn Davisson, trong Osterberg sử dụng hai tiêu chuẩn phá hoại khác nhau, độc lập cho sức chống mũi giới hạn và ma sát thành bên giới hạn ... Vì vậy khi áp dụng các phương pháp thí nghiệm khác nhau, cần phải nắm vững các tiêu chuẩn phá hoại đã được dùng trong phương pháp đó để sử dụng phù hợp với điều kiện làm việc của cọc đang nghiên cứu.

Sức chịu tải cho phép của cọc đơn được xác định theo công thức sau :

$$Q_{cf} = \frac{Q_{gh}}{F_{at}} \quad (1\text{-}7)$$

Q_{cf} - Sức chịu tải cho phép của cọc đơn

Q_{gh} - Sức chịu tải giới hạn của cọc đơn hay sức chịu tải ứng với điểm phá hoại quy ước trên đường quan hệ tải trọng - chuyển vị.

F_{at} - Hệ số an toàn, phụ thuộc vào nhiều yếu tố như : cọc, đất nền, tầm quan trọng của công trình, phương pháp chịu tải... Thường F_{at} có giá trị từ 1,5 ÷ 3,0.

Ngay trên một công trình cụ thể, khi Q_{gh} được xác định từ các phương pháp thí nghiệm khác nhau thì cũng nên lấy các F_{at} khác nhau. Tất nhiên, những phương pháp thí nghiệm có độ tin cậy cao, các tiêu chuẩn phá hoại lấy thiên về an toàn hơn thì F_{at} lấy nhỏ và ngược lại. Nếu thí nghiệm trong giai đoạn sơ bộ thì F_{at} nên lấy cao hơn, nếu trong giai đoạn thi công đại trà, công nghệ đã ổn định thì lấy F_{at} nhỏ hơn. Việc quyết định trị số cụ thể của F_{at} phụ thuộc vào trình độ chuyên môn của kỹ sư tư vấn, yêu cầu của chủ đầu tư..., theo nguyên tắc an toàn cho móng cọc với chi phí xây dựng thấp nhất.

3. QUẢN LÝ CHẤT LƯỢNG MÓNG CỌC

Công tác quản lý chất lượng móng cọc chủ yếu dựa vào những yêu cầu kỹ thuật đã được đề ra trong hồ sơ thiết kế và hồ sơ mời thầu. Nhà thầu cần soạn thảo một chương trình chi tiết để đảm bảo các yêu cầu kỹ thuật do hồ sơ mời thầu đề ra kèm theo các bước kiểm tra đánh giá và công nghệ kiểm tra đánh giá cần thiết cùng với các tiêu chuẩn kỹ thuật sẽ được áp dụng. Ngoài những yêu cầu chung như một bộ phận kết cấu xây dựng thông thường, móng cọc còn có các đặc thù riêng như :

- Mức quan trọng về kỹ thuật cũng như chi phí trong công trình;
- Là bộ phận khuất, khó tiếp cận trực tiếp để kiểm tra và rất khó sửa chữa, thay thế;
- Công nghệ thi công phức tạp, chịu ảnh hưởng của nhiều yếu tố khách quan: địa chất, thiên nhiên, năng lượng...

Theo phương pháp thi công có thể chia ra nhiều loại cọc: cọc đóng, cọc ép, cọc đóng trong lỗ khoan trước, cọc xoắn, cọc khoan nhồi, cọc Bê-nôt-tô... Dưới góc độ quản lý chất lượng, ở đây tạm xét theo 2 nhóm : cọc đóng và cọc khoan nhồi.

3.1. Đối với cọc đóng

(a) Trình tự thi công:

- Chế tạo ;
- Vận chuyển ;
- Đóng cọc ;
- Thi công phần đài, mũ ... bên trên.

(b) Nội dung quản lý chất lượng :

+ Chế tạo :

- Vật liệu : phương pháp thí nghiệm, các đặc trưng kỹ thuật...
- Công nghệ chế tạo : phương pháp, thiết bị, các phương pháp kiểm tra đánh giá
- Các chỉ tiêu chất lượng của cọc đã chế tạo xong : kích thước hình học, các đặc trưng độ bền, các lớp bảo vệ, các chi tiết kèm theo...

+ Vận chuyển : phương pháp vận chuyển, các giám sát chất lượng trong giai đoạn vận chuyển.

+ Đóng cọc :

- Kiểm tra lý lịch cọc và tình trạng cọc trước khi đóng;
- Thiết bị đóng cọc : tình trạng thiết bị (kỹ thuật, an toàn, tính năng), sự làm việc của quả búa, độ thẳng đứng hoặc nghiêng của giá, đệm búa, đệm đầu cọc, các thiết bị phụ trợ như xói nước, giá dẫn, giá hướng ...
- Công tác định vị : toạ độ, cao độ, độ nghiêng;
- Các thiết bị kiểm tra như đo độ chối đàn hồi khi thử động, bộ thiết bị PDA (các đầu đo, máy...) khi thử động biến dạng lớn;
- Các số liệu ghi chép và lập hồ sơ thi công cọc.

+ Thi công phần trên : Nội dung giám sát như đối với các kết cấu bên trên.

3.2. Đối với cọc khoan nhồi

(a) Trình tự thi công :

- Chế tạo lồng thép và vận chuyển đến nơi thi công ;
- Tạo lỗ và đảm bảo độ ổn định, không cặn lắng;
- Đổ bê tông thân cọc;
- Tiến hành các kiểm tra chất lượng thân cọc;
- Thi công phần bên trên đầu cọc.

(b) Nội dung quản lý chất lượng :

+ Chế tạo lồng cốt thép và vận chuyển :

- Vật liệu : chứng chỉ, phương pháp thí nghiệm, các đặc trưng kỹ thuật;
- Công nghệ gia công, chế tạo : phương pháp, thiết bị, các phương pháp kiểm tra đánh giá;
- Các phụ kiện kèm theo như ống chôn sẵn, các thiết bị đo đạc kiểm tra chôn sẵn, chứng chỉ, phương pháp lắp đặt, các biện pháp bảo vệ....

- Vận chuyển và lắp dựng vào lỗ cọc : phương pháp và thiết bị vận chuyển, các giám sát chất lượng trong giai đoạn vận chuyển, phương pháp lắp dựng lồng cốt thép vào lỗ cọc. Biện pháp giữ cố định lồng cốt thép trong quá trình đổ bê tông.

+ Tạo lỗ cọc :

- Công tác định vị : tọa độ, cao độ, độ nghiêng;
- Thiết bị khoan tạo lỗ : chứng chỉ, tình trạng thiết bị làm việc trong một chu trình kín khi khoan tạo lỗ cọc. Đặc biệt lưu ý đến thiết bị đo độ nghiêng cần khoan (độ nghiêng lỗ khoan), số ống vách và chiều dài các ống vách cố định hoặc tạm thời, các thiết bị kiểm tra sự ổn định thành vách và độ lắng cặn của đáy hố đào. Kiểm tra độ sâu hố đào;
- Công tác lắp dựng và giữ cố định lồng cốt thép

+ Công tác đổ bê tông :

- Vật liệu bê tông : chứng chỉ, phương pháp thí nghiệm các đặc trưng kỹ thuật, hàm lượng phụ gia.
- Công nghệ đổ : thời gian vận chuyển, thiết bị vận chuyển, bơm bê tông, ống tremi và các phụ kiện chủ yếu, giám sát khối lượng bê tông đã đổ và độ dâng cao bê tông trong lỗ cọc. Giám sát các sự cố trong quá trình đổ bê tông, theo dõi tình trạng lồng thép trong khi đổ bê tông.

  Nếu dùng dung dịch sét (hoặc hoá phẩm khác) để ổn định thành lỗ cọc thì cần phải quản lý chất lượng dung dịch này về các mặt :

- Chế tạo dung dịch đạt chỉ tiêu kỹ thuật đã đề ra;
- Điều chỉnh dung dịch (mật độ và độ nhớt...) theo điều kiện địa chất công trình - địa chất thuỷ văn và công nghệ thi công cụ thể;
- Thu hồi, làm giàu và sử dụng lại dung dịch;
- Hệ thống thiết bị để kiểm tra chất lượng dung dịch tại hiện trường.

+ Tiến hành các kiểm tra chất lượng thân cọc :

- Kiểm tra chất lượng bê tông bằng các phương pháp phá hoại : Nén mẫu, khoan lấy lõi...
- Kiểm tra chất lượng bê tông bằng các phương pháp không phá hoại NDT : Phương pháp thử động biến dạng nhỏ PIT; Phương pháp thử động biến dạng lớn PDA; Phương pháp truyền siêu âm qua ống; Phương pháp tia gamma xác định mật độ

+ Thi công phần bên trên đầu cọc :

- Phá bỏ phần bê tông xấu đến cao trình thiết kế hoặc cao trình bê tông đạt chất lượng thiết kế
- Các phần còn lại giám sát như đối với các kết cấu bên trên

Những khuyết tật thường gặp trong thi công cọc khoan nhồi cho ở bảng sau:

Bảng 1.3. Các khuyết tật thường gặp ở cọc khoan nhồi. Phương pháp xác định

Thứ tự	Loại hư hỏng	Nguyên nhân	Hư hỏng một chỗ	Hư hỏng nhiều chỗ
1	Sai vị trí và lệch tâm	Định vị sai và thân cọc không thẳng	Quan sát và đo đạc	Quan sát và đo đạc
2	Đứt gãy ở thân	Thiết bị thi công va phải định cọc	Thử bằng siêu âm hoặc gõ	Kiểm tra bằng siêu âm hoặc gamma trong các ống chôn sẵn hoặc các lỗ khoan nằm ngoài lồng thép
3	Thân phình ra hoặc thắt lại	Đi qua vùng đất xốp	Phối hợp kiểm tra chất lượng bằng quan sát với một hoặc tổ hợp các phương pháp NDT thường dùng	Như mục 2
4	Có hang hốc	Do khoan qua cát trong nước không có ống vách hoặc dung dung dịch	Như mục 3	Như mục 2
5	Mũi cọc xốp	Do vách lở hoặc không làm sạch hoàn toàn đáy	Phối hợp kiểm tra chất lượng bằng quan sát với kiểm tra siêu âm hoặc gamma trong các ống qua đáy cọc	
6	Thấu kính cát nằm ngang	Do ống đổ bê tông bị rời khỏi bê tông	Như mục 3	Như mục 2
7	Hư hỏng ngoài lồng thép	Do độ sụt của bê tông thấp hoặc cốt thép quá dày	Như mục 3	Kiểm tra chất lượng bằng quan sát kết hợp siêu âm hoặc gamma trong các ống hoặc các lỗ khoan nằm ngoài lồng thép
8	Rỗ tổ ong hoặc mất vữa hoặc tạo thành hang trong bê tông	Do lượng nước không cân bằng hoặc đổ bê tông trực tiếp vào nước	Như mục 3	Như mục 2
9	Lẫn các mảnh vụn	Do không làm sạch tốt	Đo cẩn thận khối lượng bê tông cộng với như mục 3	Đo cẩn thận khối lượng bê tông cộng với như mục 2

Việc lựa chọn phương pháp kiểm tra cần dựa trên sự phân tích hợp lý các yếu tố có thể ảnh hưởng đến chất lượng thi công và tầm quan trọng của công trình, cũng như chất lượng cọc. Trong "Sổ tay cọc khoan nhồi" của Cục Đường bộ Liên bang Mỹ năm 1988, đã chỉ dẫn việc lựa chọn các phương pháp kiểm tra theo 11 điểm sau:

Bảng 1.4.Thang điểm sử dụng để xác định mức độ kiểm tra chất lượng thân cọc*

Thứ tự	Mô tả hệ số	Đánh giá độ rủi ro			Trọng số
		1	2	3	
1	Giá trị hợp đồng móng (10^6USD)	0,25	0,25 ÷ 1,0	1,0	1,0
2	Kinh nghiệm và thiết bị của nhà thầu	tốt	trung bình	yếu	1,5
3	Mức độ hiểu biết về điều kiện đất (qua khảo sát) và trình độ kinh nghiệm của thanh tra địa kỹ thuật	cao	trung bình	thấp	1,5
4	Khó khăn và sự phức tạp của thi công	Thấp	Trung bình	Cao	1,5
5	Tính dự báo được (độ đồng nhất) của các điều kiện đất	Cao	Trung bình	Thấp	1,5
6	Điều kiện thiết kế (kể đến cơ chế sức kháng của cọc)	Ma sát	Hỗn hợp	Cọc chống	1,0
7	Phương pháp thi công	Khô	Có ống vách (để lại)		1,0
			Có ống vách (rút lên)		0,5
				Có dùng dung dịch và có ống vách tạm.	1,5
				Có dùng dung dịch không có ống vách tạm	2,5
8	Loại tải trọng	Dọc trục	Dọc trục nghiêng	Ngang	3,0
9	Độ dài chất tải	Tải trọng di động tác động ngắn không va đập hoặc thấp	Va đập hoặc động	Thời hạn dài (tĩnh tải)	1,0
10	Mức ứng suất theo tỷ lệ so với ứng suất lớn nhất cho phép.	[0,03]x1, 2	[0,67]x1,2	[1,0x1,2]**	1,0
11	Mức rủi ro cho đời sống hoặc thảm hoạ kinh tế nếu hư hỏng xẩy ra trong thời hạn phục vụ kết cấu	Thấp	Trung bình	Cao	2,0

Chú ý : Cộng từ mục 1 đến mục 9 và nhân với mục 10 rồi cộng với mục 11, nếu:

- > 60 dùng tối đa các kiểm tra chất lượng thông thường kèm theo tối đa các kiểm tra NDT (gồm cả đặt sẵn các ống thăm dò)

- 42 ÷ 60 kiểm tra chất lượng thông thường cộng một vài NDT

- < 42 chỉ kiểm tra chất lượng thông thường

** Đây chỉ là khuyến nghị, quyết định cuối cùng phụ thuộc vào kỹ sư thiết kế có trách nhiệm.*

***Bỏ hệ số 1,2 khi dùng ống vách giữ lại.*

Trong bảng này, yếu tố đầu tiên là giá trị của hợp đồng thi công móng, đương nhiên giá trị hợp đồng càng lớn, thì càng phải quan tâm nhiều hơn đến chất lượng, trọng số lấy theo sự khác biệt giữa hợp đồng lớn nhất và hợp đồng nhỏ nhất chia theo ba cấp độ.

Yếu tố thứ hai, là kinh nghiệm và khả năng thiết bị của nhà thầu.Tất nhiên mức độ mạo hiểm càng nhỏ khi dùng nhà thầu có nhiều kinh nghiệm và trang bị tốt.

Yếu tố thứ ba, là mức độ hiểu biết về điều kiện đất nền và nước ngầm, cũng như kinh nghiệm của kỹ sư địa kỹ thuật. Đây là yếu tố khá hiển nhiên khi thi công cọc khoan nhồi.

Yếu tố thứ tư, là khó khăn và sự phức tạp của dự án, ví dụ như độ sâu đặc biệt của cọc hoặc các điều kiện làm việc bất lợi.

Yếu tố thứ năm, là tính dự báo của các điều kiện đất nền. Các yếu tố ba, bốn và năm liên quan đến điều kiện cơ bản của đất nền, rất có ý nghĩa và ảnh hưởng đến quá trình thi công cọc khoan nhồi. Do đó người ta đã sử dụng một trọng số cao hơn cho cả ba yếu tố này so với yếu tố giá trị hợp đồng (1,5 và 1,0)

Yếu tố thứ sáu, là điều kiện thiết kế hay nói chính xác hơn là cơ chế chịu tải trọng của cọc. Điều này có nghĩa là thân cọc sẽ chịu tải bằng ma sát, sức chống mũi hoặc cả hai. Thông thường việc kiểm tra chất lượng đối với cọc chống yêu cầu cao hơn so với cọc ma sát do mức sử dụng ứng suất cho phép cao hơn và đòi hỏi làm sạch mũi cọc cẩn thận hơn. Tuy nhiên, trọng số thấp nếu ảnh hưởng của điều kiện thiết kế không phải là yếu tố cơ bản.

Yếu tố thứ 7, là phương pháp thi công với bốn phương pháp khác nhau. Phương pháp ít có khả năng gây khuyết tật và do đó ít đòi hỏi kỹ thuật kiểm tra độ nguyên vẹn, đặc biệt là phương pháp thi công khô (có ống vách để lại khi cần thiết phải có ống vách) các phương pháp này sử dụng trong điều kiện đất tốt và ít có khả năng gây ra sự cố. Tiếp theo là phương pháp ống vách, ống vách sẽ rút lên sau khi đổ bê tông. Các phương pháp có khả năng gây ra khuyết tật lớn là hai phương pháp vữa sét, (một phương pháp dùng ống vách tạm thời và phương pháp thứ hai là không dùng ống vách tạm thời). Phương pháp dùng vữa sét không có ống vách tạm thời dễ xảy ra sự cố do có nguy cơ lớn tạo nên hang hốc và rỗ trong bê tông

Yếu tố thứ 8 và 9 là loại tải trọng và thời gian chất tải, gồm tải trọng ngang và tải trọng dài hạn được xem là nguy hiểm hơn so với tải trọng dọc trục và các hoạt tải ngắn hạn. Chất tải chu kỳ được xem là trung bình giữa hai điều kiện chất tải tĩnh và động, nhưng thực tế là nguy hiểm hơn nếu xét đến cả trọng số.

Các yếu tố 10 và 11 có thể xem là có ý nghĩa nhất để xét đến việc cần phải dùng các phương pháp thí nghiệm dò nguyên vẹn đặc biệt. Chúng bao gồm tỷ số của ứng suất thiết kế lấy theo ứng suất cho phép lớn nhất và mức độ nguy hiểm cho cuộc sống con người hoặc thiệt hại lớn về kinh tế nếu xảy ra phá hoại. Rõ ràng là nếu ứng suất thiết kế đã gần với lớn nhất cho phép thì chỉ một khuyết tật nhỏ có thể gây ra sự cố. Điều này, còn trở nên nguy hiểm hơn nếu thiệt hại về tính mạng con người khi xảy ra phá hoại. Để kể đến một cách đầy đủ ảnh hưởng của các yếu tố 10 và 11, người ta đã đề nghị sử dụng cách tính sau : tính các mục từ 1 đến 9 rồi cộng lại. Lấy tổng số này nhân với mục 10, rồi nhân tiếp với hệ số mức độ nguy hiểm là 1, 2 hoặc 3 tuỳ thuộc vào sự mất mát về tính mạng là nhiều khả năng không xảy ra, có thể xảy ra nhưng không chắc chắn, hoặc chắc chắn xảy ra phá hoại. Đối với các công trình cầu, yếu tố mạo hiểm nhất được áp dụng cho các cọc khoan nhồi đơn đỡ trụ, yếu tố mạo hiểm trung bình áp dụng cho các trụ có nhiều cọc và yếu tố mạo hiểm thấp nhất dùng cho các mố có nhiều cọc.

Để minh hoạ cho cách sử dụng bảng trên, dưới đây trình bày hai trường hợp để so sánh.

Trường hợp A, là một cầu nhỏ trên đường cao tốc, có đầy đủ các tài liệu khảo sát đất, theo kết quả tính toán cho thấy không cần các thí nghiệm NDT. Tuy nhiên, đó là khi mức ứng suất thiết kế chỉ là 0,67 và lấy hệ số mạo hiểm trung bình. Nếu kết cấu này cần phải sử dụng đến hệ số an toàn tối đa là 3 và các cọc được thiết kế đến mức ứng suất cho phép thì chỉ số tính toán cuối cùng sẽ đòi hỏi phải dùng một số thí nghiệm NDT trên bề mặt.

Trong trường hợp B, trình bày một cầu trên sông có nhịp lớn, các chỉ số đánh giá độ mạo hiểm thường được chọn lớn hơn, và chỉ số tổng cộng cuối cùng sẽ lớn hơn rất nhiều. Đối với điều kiện đất đã chọn các chỉ số mạo hiểm lớn nhất do điều kiện sông thay đổi lớn. Thí dụ này, đã giả thiết kỹ sư giám sát ít có kinh nghiệm trong việc thi công cọc khoan nhồi ở điều kiện ướt. Ví dụ này cho thấy ảnh hưởng của sự thay đổi trong thiết kế và thi công đối với kết quả tính toán. Ví dụ, nếu dùng ống vách bỏ lại trên suốt chiều dài cọc thì chỉ số cuối cùng tính được sẽ thấp hơn mức đòi hỏi phải đặt các ống thăm dò, mặc dù vẫn giả thiết thi công ướt. Nếu không dùng ống vách bỏ lại, thì người thiết kế trong ví dụ này cũng có thể loại bỏ sự cần thiết phải đặt các ống thăm dò bằng cách giảm mức ứng suất thiết kế lớn nhất xuống 0,4. Lưu ý rằng, có thể gây ra hiệu quả tương tự bằng cách tăng chất lượng (trình độ) của kỹ sư tư vấn giám sát và thay mức mạo hiểm từ lớn nhất xuống nhỏ nhất.

Bảng 1.5. Ví dụ tính toán

Trường hợp A Cầu nhỏ thông thường trong đất dính được khảo sát tốt.				Trường hợp B Các trụ cầu trên sông nhịp lớn có một hoặc hai cọc trong đất alluvi biến động		
No	Ra	F	T	Ra	F	T
1	1,0	1,0	1,0	3,0	1,0	3,0
2	2,0	1,5	3,0	2,0	1,5	3,0
3	2,0	1,5	3,0	3,0	1,5	3,0
4 .	1,0	1,5	1,5	3,0	1,5	4,5
5	1,0	1,5	1,5	3,0	1,5	4,5
6	2,0	1,0	2,0	3,0	1,5	4,5
7	1,0	1,5	1,5	3,0	1,0	3,0
				*(2,0	3,0	1,0)
8	1,0	1,0	1,0	3,0	1,0	3,0
9	3,0	1,0	1,0	3,0	1,0	3,0
			15,5			37,5 *(29,5)
10	1,2 × (mức ứng suất 0,67) × 15,5 = 12,36			1,2 × 0,67 × 37,5 = 30,1 *(0,67×29,5=19,8)		
11	(Mức rủi ro 2) × 12,36 = 24,7			3×30,1=90,3 *(3 × 19,80 = 59,4)		

Không đòi hỏi NDT

Tuy nhiên nếu dùng cả hai mức ứng suất là 1,0 và dùng hệ số mạo hiểm tối đa là 3,0 thì chỉ số tổng cộng tăng lên đến 55,6 và cần đến NDT. Sau đó có thể bỏ NDT nếu giảm nhẹ ứng suất thiết kế

RA = Đánh giá mức mạo hiểm

F = Trọng số.

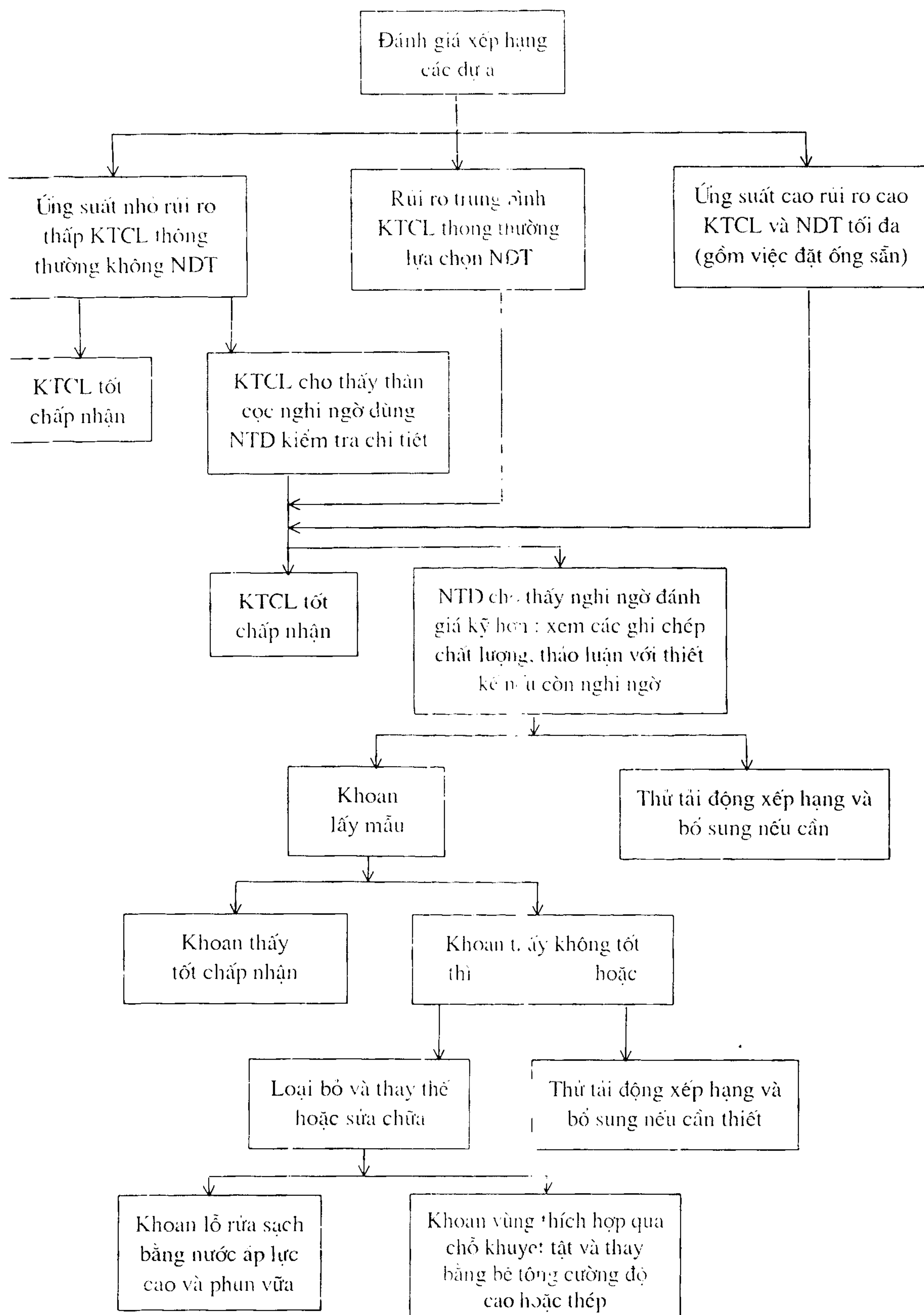
T = Tổng cộng

Không dùng ống vách bỏ lại, đòi hỏi các ống chôn sẵn.

* Có ống vách bỏ lại,các NDT bề mặt là đủ.

Nếu bỏ ống vách và mức ứng suất giảm đến 0,4 thì chỉ số tổng cộng còn 54 và chỉ cần NDT bề mặt.

Để giúp người kỹ sư ra các quyết định phù hợp người ta đã xây dựng sơ đồ quyết định như sau:


Đánh giá xếp hạng các dự a
Ứng suất nhỏ rủi ro thấp KTCL thông thường không NDT
Rủi ro trung ·ình KTCL thong thường lựa chọn NDT
Ứng suất cao rủi ro cao KTCL và NDT tối đa (gồm việc đặt ống sẵn)
KTCL tốt chấp nhận
KTCL cho thấy thân cọc nghi ngờ dùng NTD kiểm tra chi tiết
KTCL tốt chấp nhận
NTD ch·· thấy nghi ngờ đánh giá kỹ hơn : xem các ghi chép chất lượng, thảo luận với thiết kế n· 'u còn nghi ngờ
Khoan lấy mẫu
Thử tải động xếp hạng và bổ sung nếu cần
Khoan thấy tốt chấp nhận
Khoan t. ấy không tốt thì hoặc
Loại bỏ và thay thế hoặc sửa chữa
Thử tải động xếp hạng và bổ sung nếu cần thiết
Khoan lỗ rửa sạch bằng nước áp lực cao và phun vữa
Khoan vùng 'hích hợp qua chỗ khuyết tật và thay bằng bê tông cường độ cao hoặc thép

4 . MỨC ĐỘ CÔNG TÁC KIỂM TRA CHẤT LƯỢNG

Đối với cọc đóng khối lượng công tác kiểm tra đã được quy định rõ ràng trong các tiêu chuẩn thi công và nghiệm thu, nói chung không sử dụng nhiều các công nghệ kiểm tra đặc biệt.

Đối với cọc khoan nhồi, trong TCXD 206 : 1998 "Cọc khoan nhồi - yêu cầu về chất lượng thi công" đã quy định khối lượng kiểm tra tối thiểu như sau :

Bảng 1.6. Khối lượng kiểm tra bê tông thân cọc

Thông số kiểm tra	Phương pháp kiểm tra	Tỷ lệ kiểm tra tối thiểu, %
Sự nguyên vẹn của thân cọc	- So sánh thể tích bê tông đổ vào lỗ cọc với thể tích hình học của cọc	100
	- Khoan lấy lõi	1 ÷ 2% phương pháp khác
	- Siêu âm, tán xạ gamma có đặt ống trước	10 ÷ 25% phương pháp khác
	- Phương pháp biến dạng nhỏ (PIT, MIM), quan sát khuyết tật qua ống lấy lõi bằng camera vô tuyến	≥ 50
	- Phương pháp biến dạng lớn PDA	4% và không ít hơn 5 cọc
Độ mở rộng hoặc độ ngàm của mũi cọc vào đá	Khoan đường kính nhỏ (36 mm) ở vùng mở rộng đáy hoặc xuyên qua mũi cọc	2 ÷ 3 cọc lúc làm thử hoặc theo bảng 1.7
Cường độ bê tông thân cọc	- Thí nghiệm mẫu lúc đổ bê tông - Thí nghiệm trên lõi bê tông lúc khoan - Theo tốc độ khoan (khoan thổi không lấy lõi) - Súng bật nẩy hoặc siêu âm đối với bê tông ở đầu cọc	Theo yêu cầu của giám sát

Chú ý :

1. Thông thường cần kết hợp từ 2 phương pháp khác nhau trở lên để tiến hành so sánh ch một thông số kiểm tra nêu ở bảng này. Khi cọc có L/D > 30 thì phương pháp kiểm tra qua ống đặt sẵn sẽ là chủ yếu (L - chiều dài, D - đường kính);

2. Lớp bê tông bảo vệ, đường kính cọc và hình dạng bề ngoài của cốt thép có thể kiểm tra chỗ đầu cọc, khi đã loại bỏ lớp bê tông cặn ở phía trên cốt đầu cọc

Đối với những công trình có số lượng cọc trong mỗi móng ít, tải trọng truyền lê móng lớn, kết cấu bên trên nhạy cảm cao với độ lún không đều như các trụ cầu, mór tháp cao... yêu cầu tỷ lệ kiểm tra cao hơn. Trong tiêu chuẩn Pháp đã đưa ra quy địı như sau :

Bảng 1.7. Quy định tỷ lệ % cọc cần đặt sẵn ống và kiểm tra đối với công trình giao thông (DTU 13.2, P1 - 212.9 - 1992, Pháp)

(N - tổng số cọc thi công, n - số cọc trong một móng trụ)

Cách thức tiếp nhận lực của cọc	N	n ≤ 4				n > 4			
		Số lượng ống đặt sẵn		Số lượng cọc kiểm tra		Số lượng ống đặt sẵn		Số lượng cọc kiểm tra	
		Các ống 50/60	Ống 102/114	Thăm dò thân cọc NDT	Khoan lấy lõi tại mũi cọc	Các ống 50/60	Ống 102/114	Thăm dò thân cọc NDT	Khoan lấy lõi tại mũi cọc
Chỉ có ma sát cục bộ	≤ 50	100	0	100	0	100	0	50÷100	0
	> 50	100	0	100	1	50÷100	0	50÷100	0
Ma sát cục bộ và mũi cọc	≤ 50	100	≥ 50	100	30	100	≥ 30	50÷100	≥ 20
	> 50	100	≥ 30	50÷100	20	50÷100	≥ 20	50÷100	≥ 10
Chỉ có mũi cọc	≤ 50	100	100	100	50÷100	100	50÷100	50÷100	≥ 30
	> 50	100	50÷100	50÷100	≥ 30	50÷100	≥ 30	50÷100	≥ 20

Năm 1993, Cục Đường bộ Liên bang Mỹ đã có một chương trình nghiên cứu về công ác thi công cọc khoan nhồi cho móng cầu và đã đưa ra các kiến nghị như sau : Bảng 1-8

Hiện nay, ở Việt Nam việc quy định khối lượng công tác kiểm tra rất tuỳ tiện,không ăn cứ vào các yếu tố ảnh hưởng đến chất lượng cọc như nêu trên, mà thường căn cứ ào chủ quan của người thiết kế hay chủ đầu tư.

Bảng 1.8 - Tổng hợp các yêu cầu kiểm tra chất lượng cho cọc khoan nhồi

(Dùng cho cọc chịu tải trọng dọc trục và thi công ướt)

Mức ứng suất thiết kế lớn nhất	Yêu cầu kiểm tra chất lượng bằng quan sát: Đáy sạch		Yêu cầu kiểm tra chất lượng bằng quan sát: Đo đạc sự phù hợp khối lượng BT/độ sâu (mặt cắt bê tông đủ)[2]		Yêu cầu NĐT bề mặt (thử động truyền sóng): Phản xạ mũi rõ ràng		Yêu cầu NĐT bề mặt (thử động truyền sóng): Không nứt gẫy đáng kể		Yêu cầu NĐT bề mặt (thử động truyền sóng): Độ cứng đủ[3]		Yêu cầu đặt ống và ki... âm truyền qu...: Không thấy khuyết tật		Đán... vị v... đượ... k...
	F	B	F	B	F	B	F	B	F	B	F	B	F
< 0,4													
...ụ cọc đơn (chấp nhận ...huyết tật thấp)	–	x	x	x	x	xx	phụ thuộc vào độ sâu	xx	x	xx	–	–	x
...ụ nhiều cọc (chấp nhận ...uyết tật trung bình)	–	x	x	x	phụ thuộc vào độ sâu	x	phụ thuộc vào độ sâu	x	x	x	–	–	
...ố nhiều cọc chấp nhận ...huyết tật cao hơn	–	x	–	–	phụ thuộc vào độ sâu	x	phụ thuộc vào độ sâu	x	x	x	–	–	
...0,4 và < 0,80													
...rụ cọc đơn (chấp nhận ...huyết tật thấp)	–	x	x	x	xx	x	xx	xx	xx	xx	–	–	
Trụ nhiều cọc (chấp nhận ...huyết tật trung bình)	–	x	x	x	x	x	x	x	x	x	–	–	
Mố nhiều cọc chấp nhận ...huyết tật cao hơn	–	x	x	x	x	x	x	x	x	x	–	–	
> 0,8 cho mọi loại cọc	x	xx	xx	xx	xx	xx	xx	xx	xx	xx	xx	xx	

Chú ý : *+ Cọc chịu tải chủ yếu :* *F = Ma sát* *x = Yêu cầu thông tin tương ứng (xx nếu thiên về an toàn)*

B = Chống *- = Không yêu cầu thông tin*

1. Cho đến độ sâu bằng chiều dài cọc/đường kính < 30

2. Yêu cầu kiểm tra bê tông qua ống tremie cho tất cả các cọc

3. Tỷ số ... độ cứng của cọc bị nghi ngờ với giá trị trung bình của các cọc tốt đã biết có cùng chiều dài và đường kính ≥ ...

... thì các khuyết tật làm lộ cốt thép như đứt rời, ham...

Khi chịu lực ngang và mô men uốn là chủ yếu và các cốt thép chịu lực, thì ... không có sự đánh giá đầy đủ về ảnh hưởng ...

...ốt nứt là không chấp nhận được cho bất cứ loại nào nếu ...

5. CHUẨN ĐÁNH GIÁ CHẤT LƯỢNG CỌC

Để đánh giá chất lượng cọc sau khi thi công xong, thông thường có các nhóm chuẩn đánh giá về các vấn đề sau:

- Vật liệu chế tạo cọc
- Hình học cọc (kích thước, vị trí, độ nghiêng, cao độ)
- Tuổi thọ
- Khả năng mang tải
- Độ nguyên vẹn kết cấu

Trong 5 nhóm chuẩn trên, 4 nhóm đầu đã được nêu và thảo luận trong các tiêu chuẩn và các sách tham khảo khác. Các tiêu chuẩn TCXD 205 và TCXD 206-1998 đã nêu khá đầy đủ. Tuy nhiên, đối với nhóm thứ 5 tức là về độ nguyên vẹn còn chưa được đề cập đến trong các tiêu chuẩn trên. Dưới đây sẽ tổng hợp các thông tin có liên quan đến vấn đề này từ các tài liệu nước ngoài để tham khảo.

5.1. Chuẩn về độ đồng nhất của bê tông. Xem phần 2 chương này

5.2. Chuẩn về trở kháng cơ học. Xem phần 2 chương này

5.3. Chuẩn về độ cứng động của cọc

Được dùng khi sử dụng các phương pháp thử động để đánh giá chất lượng cọc. Như trong bảng 1.8 đã nêu Cục Đường bộ Liên bang Mỹ đã kiến nghị sử dụng phương pháp thử động để xác định độ cứng động của cọc khi bị nghi ngờ là chất lượng kém để so sánh với giá trị độ cứng động trung bình của các cọc có cùng chiều dài và đường kính ở cùng vị trí mà đã biết là tốt. Nếu tỷ số đó > 0,85 thì cọc được chấp nhận (nghiệm thu). Khi tính các giá trị trung bình như nêu ở trên người ta loại bỏ các cọc tốt có độ cứng động vượt quá 15% giá trị trung bình tính được để tránh gộp những cọc có bầu mở rộng hơn tiết diện thiết kế(hiện tượng thường xảy ra nhưng không ảnh hưởng xấu đến chất lượng). Phương pháp này chỉ sử dụng khi có kỹ sư thí nghiệm nhiều kinh nghiệm và dùng cùng một thiết bị được hiệu chỉnh tốt.

5.4.Một số kiến nghị khác

Cục Đường bộ Liên bang Mỹ còn đưa ra một số kiến nghị khác như sau :

+ Một cọc khoan nhồi được coi là đạt yêu cầu để nghiệm thu nếu đồng thời có các điều kiện sau:

- Các kiểm tra thông thường cho thấy là tốt.
- Nếu trong thí nghiệm thử động (biến dạng nhỏ) cho thấy rõ ràng tín hiệu phản xạ từ mũi cọc thì hầu như khuyết tật nếu có cũng không vượt quá 45÷50 % tiết diện ngang của cọc và cọc không bị đứt gãy.

- Nếu ứng suất thiết kế không vượt quá 40 % ứng suất lớn nhất cho phép.

Nếu ứng suất thiết kế nằm trong khoảng 40÷80 % ứng suất lớn nhất cho phép, th cần thăm dò độ đồng nhất bằng các ống đặt trước và khuyết tật không vượt quá 12÷15% tiết diện ngang của cọc.

Nếu ứng suất thiết kế vượt quá 80 % ứng suất lớn nhất cho phép, thì phải thực hiệ tất cả các biện pháp đánh giá chất lượng có thể có được.

Ngoài ra, còn một số chuẩn khác được đề nghị cho phương pháp thử động biến dạn nhỏ như phương pháp cataloge hay chuẩn về tần số dao động... sẽ được trình bày chi tiế hơn trong chương về phương pháp thử động biến dạng nhỏ.

Chương 2
PHƯƠNG PHÁP SIÊU ÂM TRUYỀN QUA ỐNG

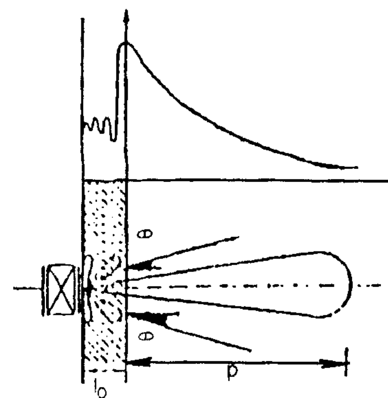
. NGUYÊN LÝ CƠ BẢN

Siêu âm là dao động cơ học đàn hồi truyền đi trong môi trường vật chất với tần số lao động từ 20 kHz trở lên.

Do tần số dao động cao, bước sóng ngắn nên trong kỹ thuật đánh giá chất lượng vật iệu người ta sử dụng hai đặc tính cơ bản sau :

- Tập trung năng lượng sóng vào một phạm vi nhỏ hẹp trên nguyên tắc tận dụng ác hiện tượng phản xạ, khúc xạ, nhiễu xạ... Nếu gọi góc mở nhiễu xạ là α, nguồn lược phát qua khe hở có kích thước là D, chiều dài bước sóng là λ thì ta có quan hệ :

$$\sin\alpha = 1{,}22\frac{\lambda}{D} \quad (2\text{-}1)$$



Hình 2.1 : Phạm vi trường sóng siêu âm từ đầu phát vào môi trường

Như vậy khi bước sóng càng ngắn thì góc mở àng nhỏ, năng lượng àng tập trung hơn. Khi ruyền vào trong môi trường bê tông sóng siêu m có dạng hình chóp góc mở khuếch tán là α, hiều dài vùng truyền là p và một vùng biên hịu áp lực nén âm học l_0 (hình 2.1)

$$\sin\theta \approx \frac{1{,}22\lambda}{D};\ l_0 \approx \frac{D^2}{4\lambda},\ \ p \approx \frac{\pi D^2}{4\lambda}$$

- Do tập trung được năng lượng cao nên tạo ược biên độ dao động lớn cho các hạt trong iôi trường có sóng siêu âm truyền qua.

Khi sóng siêu âm truyền qua môi trường vật liệu bê tông được tạo thành từ nhiều ật liệu thành phần như đá, sỏi, cát, xi măng... các hiện tượng phản xạ, khúc xạ, nhiễu ạ, khuyếch tán xẩy ra đồng thời và được đặc trưng bằng sự khuếch tán của năng rợng và tốc độ truyền sóng trong trường hợp này phụ thuộc chủ yếu vào độ đồng hất, mật độ... của vật liệu bê tông hay còn gọi chung là chất lượng của vật liệu bê ông. Vì vậy khi tiến hành thu nhận sóng siêu âm sau khi đã được truyền qua một ạm vi nghiên cứu có thể đánh giá được chất lượng của vật liệu bê tông trong phạm truyền sóng siêu âm đó.

Các tham số sau đây được đo đạc để tiến hành nghiên cứu :

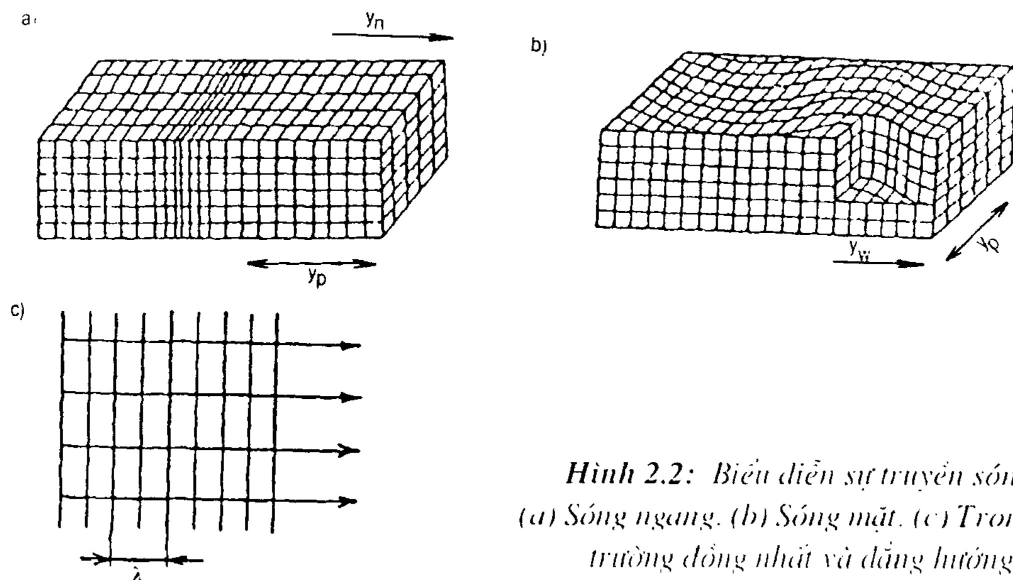
- Tốc độ (hay thời gian) truyền sóng
- Mức độ khuếch tán năng lượng siêu âm trong môi trường.
- Độ tập trung sóng sau khi đi qua môi trường.

Tuy nhiên do những hạn chế về kỹ thuật đo siêu âm và qua kinh nghiệm thực tế người ta thấy rằng chỉ cần nghiên cứu về tốc độ/ thời gian truyền âm qua môi trường vật liệu bê tông cũng đủ để đánh giá chất lượng vật liệu bê tông với độ chính xác cần thiết.

a) Vận tốc sóng

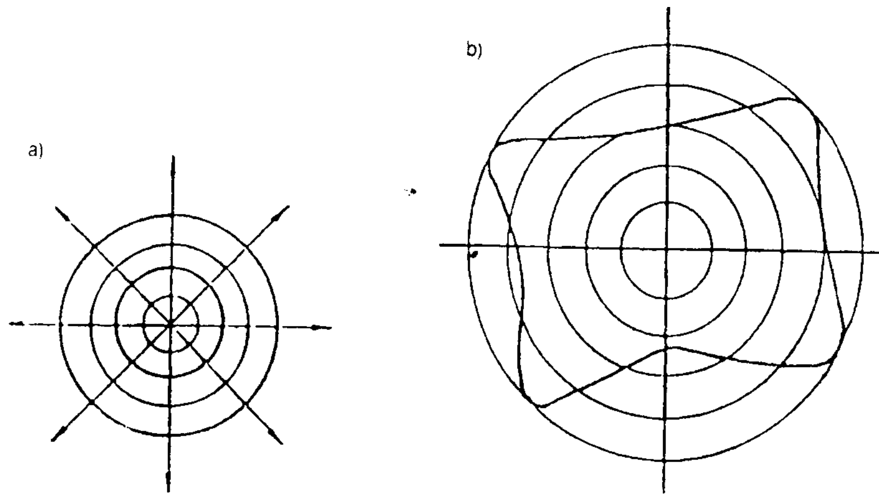
Có 3 loại sóng khi có một xung - ở đây là xung âm - điện (electro - acoustical) tác dụng lên một vật thể rắn : Sóng Reylaigh, R (còn gọi là sóng mặt S) với chuyển động của chất điểm theo quỹ đạo elip, sóng cắt S (còn gọi là sóng ngang T) với chuyển động của chất điểm theo hướng vuông góc với phương truyền sóng và cuối cùng là sóng nén P (còn gọi là sóng dọc L) với chuyển động của chất điểm cùng hướng với phương truyền sóng.

Sự truyền sóng nén P (dọc), sóng cắt S (ngang) và sóng mặt R, trong đó Y_w là hướng truyền sóng và Y_p là hướng chuyển động của chất điểm trong bê tông.



Hình 2.2: *Biểu diễn sự truyền sóng dọc (a) Sóng ngang. (b) Sóng mặt. (c) Trong môi trường đồng nhất và đẳng hướng.*

Nếu ở môi trường vô hạn 3 chiều của vật liệu đàn hồi lý tưởng (đồng nhất đẳng hướng) thì sóng siêu âm gây ra tại một điểm nào đó trong môi trường nói trên sẽ có dạng sóng cầu (spherical wave) như trình bày ở hình 2.3(a) và trong vật liệu không đồng nhất (non - hemogeneity) (ví dụ như bê tông) thì sóng cầu không có dạng đối xứng như trình bày ở hình 2.3(b).



Hình 2.3: Sóng siêu âm hình cầu trong môi trường không gian lý tưởng (a) và trong môi trường không đồng nhất (b)

Tốc độ truyền sóng âm được xác định theo quan hệ đơn giản sau đây :

$$V = \frac{L}{T} \qquad (2\text{-}2)$$

Trong đó : L - Khoảng cách truyền âm giữa đầu phát và đầu thu

t - Thời gian để âm truyền qua khoảng L

Tốc độ truyền sóng v phụ thuộc vào mô đun đàn hồi động E_d, mật độ của vật liệu bê ông mà âm truyền qua.

Tốc độ truyền sóng dọc, đàn hồi trong thanh - tức trong môi trường đồng nhất đẳng ướng một chiều là :

$$v_{L1} = \sqrt{\frac{E_d}{\rho}} \qquad (2\text{-}3)$$

Trong môi trường 2 chiều :

$$v_{L2} = \sqrt{\frac{E_d}{\rho(1-\nu_d^2)}} \qquad (2\text{-}4)$$

Trong môi trường 3 chiều :

$$v_{L3} = \sqrt{\frac{E_d}{\rho} - \frac{1-\nu_d}{(1-\nu_d)(1-2\nu_d)}} \qquad (2\text{-}5)$$

Các biểu thức (2-3); (2-4) và (2-5) được dùng để xác định gần đúng tốc độ xung của óng siêu âm dọc trong vật liệu bê tông.

Để tính vận tốc sóng ngang v_t có thể dùng các công thức (2-3); (2-4) và (2-5) nhưng ıay E_d bằng G_d (mô đun đàn hồi động khi cắt).

$$\frac{\sigma}{C} = \rho V \qquad (2\text{-}6)$$

Trong sóng mặt ta có quan hệ giữa v và tốc độ chuyển động của chất điểm C như sau :

Trong đó : σ gọi là sóng ứng suất và ρv gọi là trở kháng âm học, gọi tắt là âm trở của vật liệu và đặc trưng cho từng vật liệu.

Dưới đây cho giá trị âm trở một số thành phần của bê tông.

Bảng 2.1. Trị số âm trở một số thành phần của bê tông

Thành phần	ρv ($gm^{-2}s^{-1}$)
Không khí	43,1
Nước	$1,5 \times 10^5$
Gra-nit	$7,5 \times 10^5$
Thạch anh (quartz)	$14,5 \times 10^5$
Thép	$39,0 \times 10^5$
Vữa xi măng	$4,0 \times 10^5$
Bê tông	$(9 \div 12) \times 10^5$

Bảng 2.2 cho một số giá trị đặc trưng của sóng âm đàn hồi của bê tông và một vài vậ liệu xây dựng thông dụng

Bảng 2.2. Trị số của sóng siêu âm ngang v_t, dọc v_L, mô đun đàn hồi động E_d, G_d và hệ số Poisson động ν_d của bê tông và vật liệu

Tên vật liệu	Mật độ ρ ($kg\,m^{-3}$)	v_t (ms^{-1})	v_L (ms^{-1})	E_d (MPa)	G_d (MPa)	ν_d
Bê tông	2300	2560	4430	36680	15000	0,26
Bê tông	2460	2830	4960	48270	19800	0,27
Ba dan	2702	2830	5930	69900	26800	0,31
Đá hoa cương	2660	3260	6450	73600	28200	0,31
Thạch cao	2260	2370	4790	36000	12700	0,34
Sành sứ	2400	3120	5340	58600	23810	0,23
Chì	11400	700	2160	16000	5800	0,44
Thép	7800	3230	5850	204000	85500	0,28
Nhôm	2700	3080	6260	71000	26400	0,34
Chất dẻo trong suốt	1180	1430	2730	5350	2420	0,35

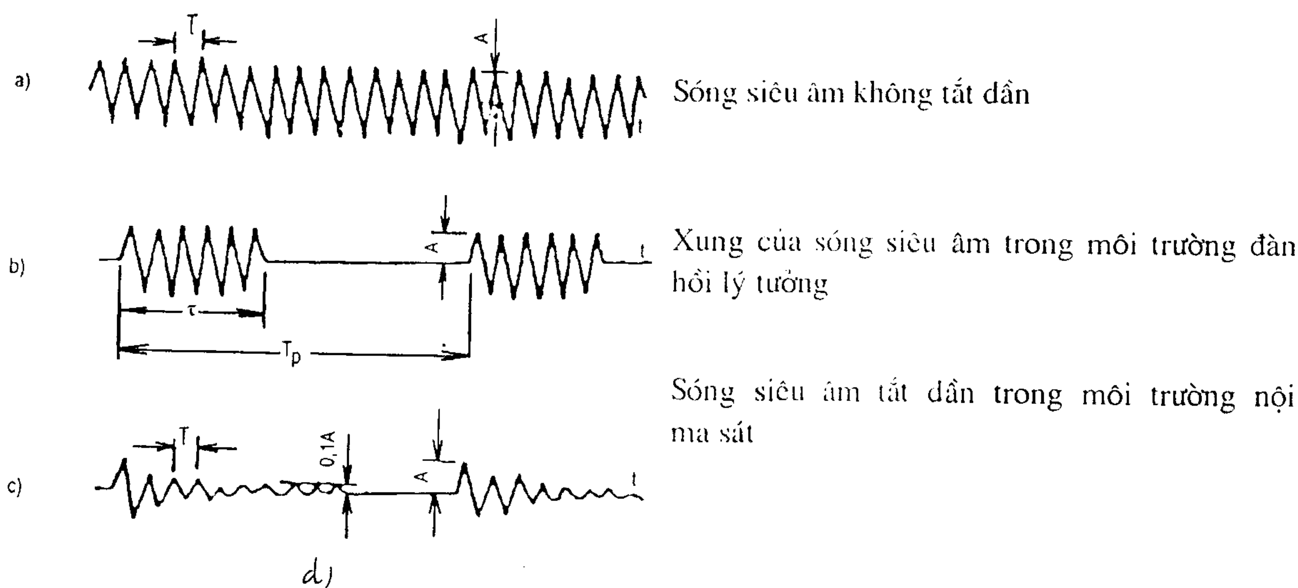
b) Vận tốc xung

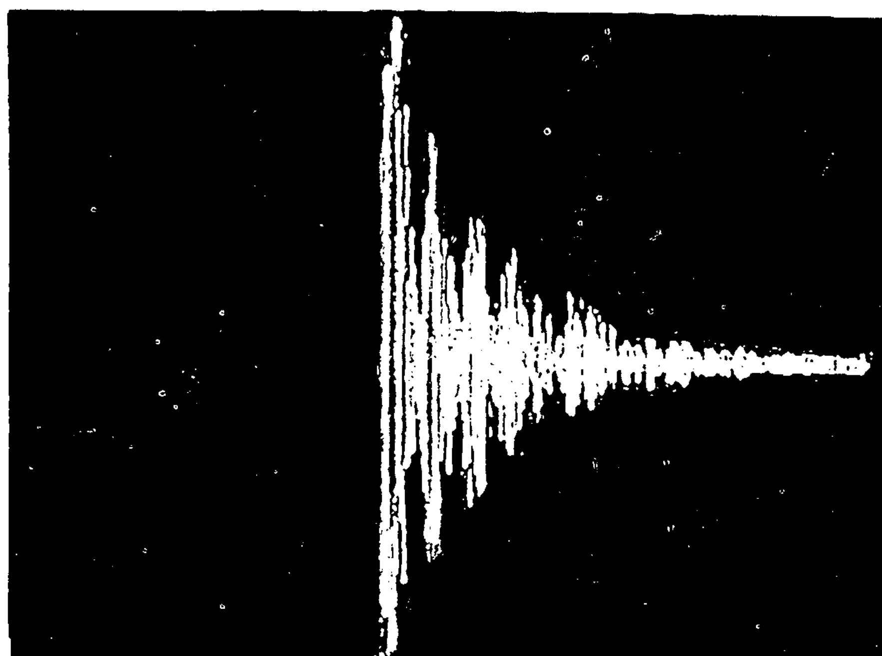
Do các ưu điểm như đã nêu ở trên nên trong kỹ thuật đánh giá chất lượng vật liệu b tông bằng siêu âm người ta hay dùng vận tốc xung.

Khi sóng siêu âm truyền trong môi trường vật liệu bê tông (không hoàn toàn đàn hồ thì thế năng của nó không hoàn toàn chuyển thành động năng gây dao động cho các h

của môi trường mà bị suy giảm một phần do nội ma sát giữa các hạt và giữa cốt liệu với đá xi măng. Sự suy giảm này càng rõ ràng khi sóng siêu âm gặp các khuyết tật như vết nứt, lỗ rỗng, khu vực độ đặc chắc kém. Kết quả là sóng siêu âm sẽ dễ dàng xác định được đỉnh của chu kỳ dao động.

Tuỳ theo loại vật liệu bê tông, yêu cầu của phép kiểm tra (khuyết tật do nứt, độ đồng nhất hay cường độ...) mà người ta chọn thời gian truyền âm T hoặc vận tốc âm (hay xung v) với khoảng cách giữa đầu phát và đầu thu L thường đã xác định trước.





Hình 2.4 : Xung siêu âm

T - Chu kỳ sóng; T_p - Chu kỳ xung; t - Khoảng dài của 1 xung;
A - Biên độ dao động.

c) Phản xạ, khúc xạ và nhiễu xạ của sóng siêu âm trong bê tông

Nếu trong bê tông có vết nứt, lỗ rỗng hoặc khuyết tật khác, mà thường trong đó có chứa đầy nước và không khí, thì khi sóng siêu âm gặp các mặt phân cách ấy sẽ bị phản xạ, khúc xạ hoặc nhiễu xạ và bị đổi hướng.

Hệ số phản xạ được xác định theo công thức :

$$k = \frac{\rho_2 v_2 - \rho_1 v_1}{\rho_2 v_2 + \rho_1 v_1} \qquad (2\text{-}7)$$

Trong đó : $\rho_1 v_1$ - Trở kháng âm học của môi trường 1

$\rho_2 v_2$ - Trở kháng âm học của môi trường 2

Hệ số phản xạ k có giá trị lớn nhất ở mặt phân cách không khí - bê tông vì trở kháng âm học của bê tông rất lớn so với trở kháng âm học của không khí (xem bảng 2.10), ở mặt phân cách nước - bê tông, k có giá trị 0,6 ÷ 0,8.

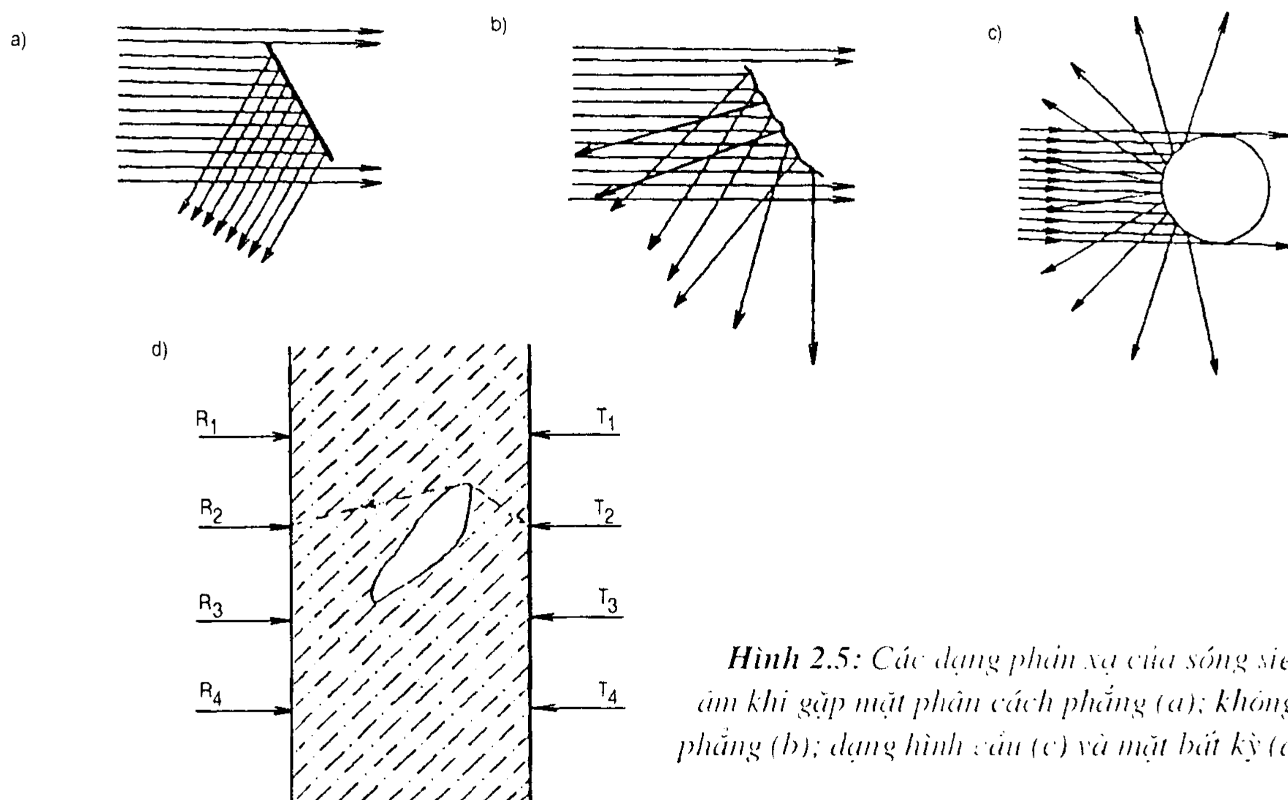
Hình 2.5 trình bày sự phản xạ và khúc xạ của sóng siêu âm ở mặt phân cách:

(a) Mặt phân cách do nứt : phản xạ

(b) Mặt phân cách không phẳng do nứt : phản xạ một phần và có các phương hỗn loạn.

(c) Mặt phân cách hình cầu hoặc gần như hình cầu của khuyết tật : phản xạ hoàn toàn.

(d) Khuyết tật có dạng bất kỳ : khúc xạ .

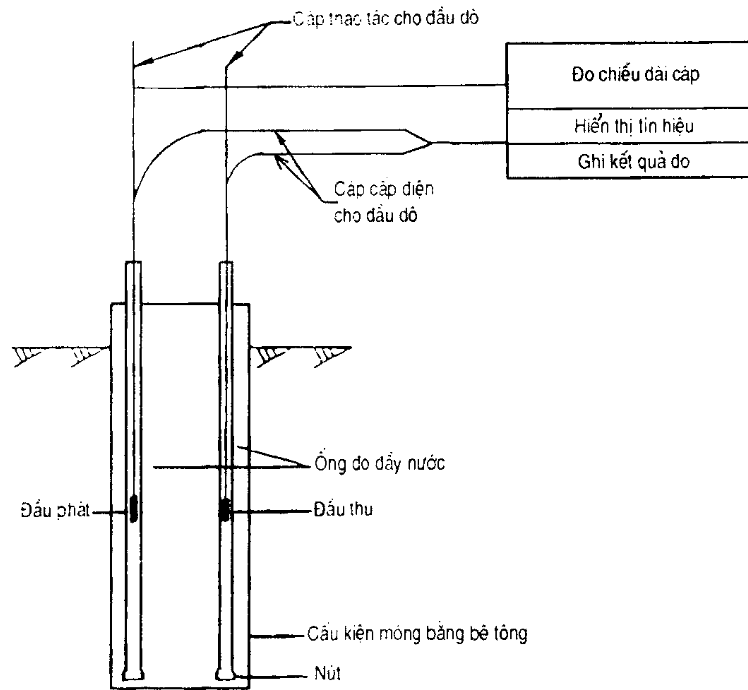


Hình 2.5: *Các dạng phản xạ của sóng siêu âm khi gặp mặt phân cách phẳng (a); không phẳng (b); dạng hình cầu (c) và mặt bất kỳ (d).*

2. NGUYÊN LÝ CẤU TẠO THIẾT BỊ VÀ PHƯƠNG PHÁP KIỂM TRA

a) Nguyên lý cấu tạo thiết bị

Thiết bị kiểm tra chất lượng vật liệu bê tông thân cọc khoan nhồi hay các cấu kiện móng theo phương pháp siêu âm truyền qua có sơ đồ cấu tạo nguyên tắc như sau :



***Hình 2.6** : Sơ đồ cấu tạo nguyên tắc thiết bị siêu âm truyền qua*

Thiết bị kiểm tra bao gồm những bộ phận chính sau :

- Một đầu đo phát sóng dao động đàn hồi (xung siêu âm) với cáp dẫn và một bộ phận xung có tần số truyền sóng trong phạm vi từ 20 ÷ 100 kHz.

- Một đầu đo thu sóng có cáp dẫn

- Một thiết bị điều khiển các cáp được nối với các đầu đo cho phép tự động đo chiều sâu hạ đầu đo.

- Một bộ thiết bị điện tử để ghi nhận và điều chỉnh tín hiệu thu được.

- Một hệ thống hiển thị tín hiệu

- Một hệ thống ghi nhận và biến đổi tín hiệu thành những đại lượng vật lý đo được.

- Cơ cấu định tâm cho 2 đầu đo khi đường kính của đầu đo nhỏ hơn ít nhất 10 mm so với đường kính trong của ống đo.

Sai số về số liệu đo của thiết bị : theo các tiêu chuẩn nước ngoài (NF P94-160-1 của Pháp và ASTM C579-83 của Mỹ) thì sai số về đo chiều sâu của đầu đo là giá trị lớn nhất trong 2 trị số sau :

- 1/500 khoảng cách giữa các đầu dò và đỉnh ống;

- 5 cm

Sai số về phép đo thời gian là 3% thời gian truyền sóng đo được.

b) Phương pháp kiểm tra

Thăm dò bằng siêu âm truyền qua một cấu kiện móng công trình bằng bê tông có đặt trước ít nhất hai ống song song nhau theo phương thẳng đứng bao gồm các bước sau :

- Phát xung siêu âm từ một đầu đo đặt trong ống chứa đầy nước sạch và truyền qua bê tông của các cấu kiện móng công trình.

- Thu sóng siêu âm bằng đầu đo thứ hai đặt trong 1 ống khác cũng chứa đầy nước sạch, ở cùng mức cao độ với đầu phát.

- Đo thời gian truyền sóng giữa hai đầu đo trên suốt chiều cao của ống đặt sẵn.

- Ghi sự biến thiên biên độ của tín hiệu thu được.

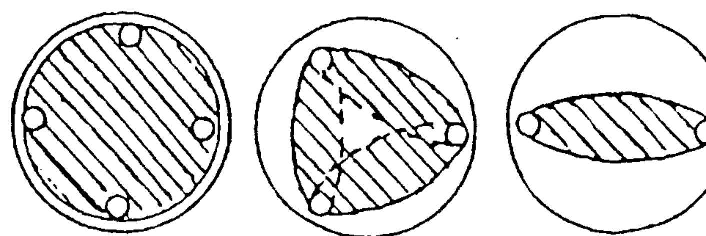
c) Bố trí các ống đo

Cọc hoặc cấu kiện móng được kiểm tra cần bố trí trước các ống đo. Ống đo được bịt kín 2 đầu và thả vào lỗ cọc cùng với lồng thép, chúng được cố định vào khung lồng thép để không bị dịch chuyển khi đổ bê tông.

Các ống đặt sẵn có thể bằng kim loại hay chất dẻo. Ống kim loại có ưu điểm là nối với nhau dễ dàng bằng vặn ren nên mối nối kín không bị nước vữa xi măng vào trong ống gây tắc, chúng có độ cứng lớn, dính kết tốt với bê tông và làm tăng độ cứng của lồng cốt thép. Nhược điểm của ống kim loại là tốc độ truyền âm lớn, trở kháng cao, dễ bị mất liên tục trong quá trình truyền sóng âm, đồng thời nhậy với nhiễu xạ của vật cản giá thành cao.

Ống bằng chất dẻo so với ống kim loại rẻ hơn, tốc độ truyền sóng ở giữa của nước và bê tông nên khó dẫn đến nhiễu xạ. Nhược điểm của ống nhựa là dính kết với bê tông không tốt, dễ bị vỡ hoặc mối nối bị hở vữa xi măng lọt vào trong ống. Do độ cứng nhỏ nên ống dễ bị cong vặn trong quá trình đổ bê tông nên cản trở các đầu đo xuống đến đáy ống hay rút lên khi đo. Khi bê tông đông cứng xung quanh ống nhựa để tạo thành khe hở cản trở truyền sóng âm. Vì vậy trong tiêu chuẩn của Anh và Mỹ khuyến nghị nếu dùng ống nhựa thì nên đo siêu âm truyền qua ống trong vòng 15 ngày, dùng ống thép thì trong vòng 45 ngày sau khi đổ để tránh hiện tượng này. Đường kính trong của ống được chọn phụ thuộc vào đường kính ngoài của đầu đo để đảm bảo đầu đo di chuyển dễ dàng trong ống, nhưng ống không quá to ảnh hưởng đến độ nguyên vẹn của bê tông móng. Đầu đo thường có đường kính ngoài 25 ÷ 35mm, đường kính trong của ống đo chôn sẵn thường chọn không nhỏ hơn 40÷50mm.

Số lượng ống đo chôn sẵn phụ thuộc vào kích thước cọc khoan hoặc cấu kiện móng nhằm để kiểm tra được nhiều nhất khối lượng bê tông trong khi góc quét của chùm tia siêu âm bị hạn chế (xem hình 2.7)



Hình 2.7: Bố trí các ống đo

Theo TCXD 206 : 1998, điều 5.6 quy định như sau :

- D ≤ 60 cm : Đặt 2 ống (hoặc 1 ống ở giữa cọc khi đầu phát và thu nằm trên cùng 1 trục);

- 60 < D < 120 cm : 3 ống;
- D > 120 cm : 4 ống

Tiêu chuẩn của Trung Quốc quy định :

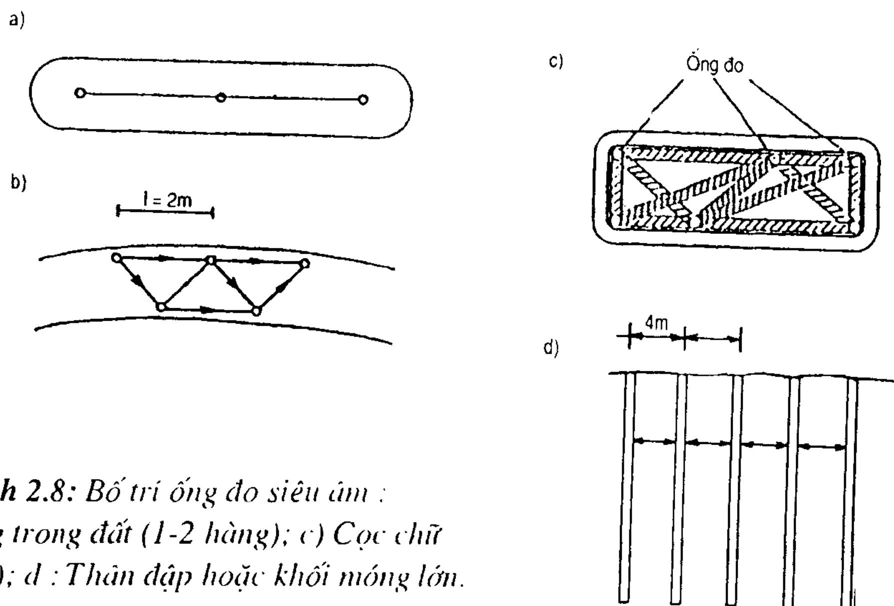
- D < 350 mm : 2 ống;
- 350 < D < 800 : 3 ống;
- D > 800 mm : 4 ống

Tiêu chuẩn của Mỹ quy định chi tiết hơn như sau :

- D ≤ 750 mm : 2 ống, góc giữa các ống 180^0
- 750 < D ≤ 1050 mm : 3 ống, góc giữa các ống 120^0
- 1050 < D ≤ 1500 mm : 4 ống , góc giữa các ống 90^0
- 1500 < D ≤ 2400 mm : 6 ống, góc giữa các ống 60^0
- D > 2400 mm : 8 ống, góc giữa các ống 45^0.

Đường kính của ống 38 - 50 - 60 mm

Phương pháp siêu âm có đặt trước ống trong kiểm tra chất lượng móng nói chung, chẳng những dùng cho cọc khoan nhồi mà còn cho tường trong đất (hình 2.8 a,b), cho cọc chữ nhật (barette) (hình 2.8 c) và cho cả khối móng lớn như thân đập bằng bê tông hoặc bằng đá xây (hình 2.8d)

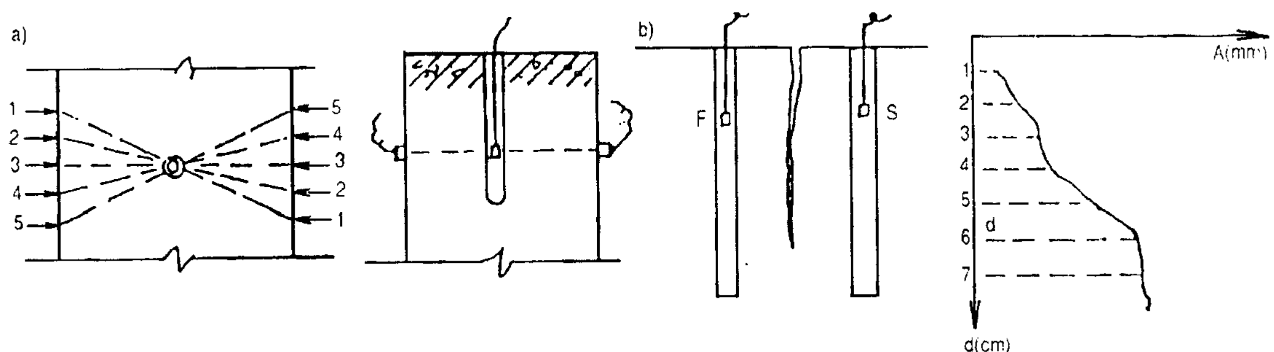


Hình 2.8: Bố trí ống đo siêu âm : a-b) Tường trong đất (1-2 hàng); c) Cọc chữ nhật (barette); d : Thân đập hoặc khối móng lớn.

Cũng có thể gặp trường hợp nghi ngờ chất lượng bê tông của móng đã làm xong hoặc cần kiểm tra móng cũ để tìm biện pháp sửa chữa gia cố, ta phải tạo lỗ bằng cách khoan và thả một đầu phát với 2 đầu thu đặt ở 2 bên (hình 2.9a) khi phần móng nằm trên mặt đất, hoặc tạo lỗ cho 2 đầu phát và thu (hình 2.9b) khi phần móng nằm dưới mặt đất (bị khuất), yêu cầu lỗ khoan phải thẳng để giữ cự ly giữa hai đầu phát và thu không đổi...

Khi biên độ giao động sóng âm đạt trị số lớn nhất và sau đó ổn định (hình 2.9b) ta sẽ xác định được độ sâu của khuyết tật (ví dụ là vết nứt).

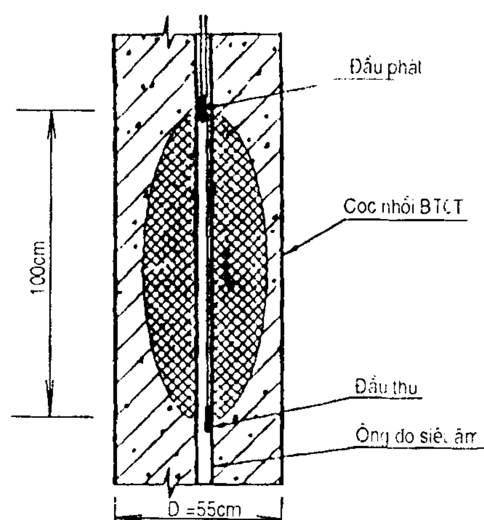
Trong trường hợp cọc có đường kính nhỏ như ở công trình bến số 3 cảng Tiên Sa - Đà Nẵng cọc Φ55 cm chỉ đặt trước 1 ống Φ5 cm, đã dùng phương pháp đo để 2 đầu đo chênh cao trình 100 cm và tiến hành đo như 2 đầu đo đặt ở 2 ống song song nhau. Phạm vi đo được thể hiện như trên hình 2.10.



***Hình 2.9** : Thăm dò khuyết tật bê tông móng bằng siêu âm qua lỗ khoan*
a) Cho phần móng lộ trên mặt đất; b) Cho phần móng nằm dưới mặt đất.

d) Số lượng cọc cần kiểm tra

Số lượng cọc cần kiểm tra (đi theo là số cọc cần đặt trước các ống đo) phụ thuộc vào nhiều yếu tố như : độ tin cậy của công nghệ dùng trong thi công, kỹ năng và kinh nghiệm của kíp thợ, điều kiện thi công tại hiện trường, điều kiện địa chất công trình, địa chất thuỷ văn tính chất làm việc của cọc và tầm quan trọng của công trình. Theo TCXD 206: 1998 thì số lượng cọc cần kiểm tra không ít hơn 25% số cọc thi công và có kết hợp với các phương pháp kiểm tra khác. Đối với các dạng móng có số lượng cọc ít nhưng tầm quan trọng của móng đó đối với cả công trình là lớn như mố,trụ trong các công trình cầu khẩu độ lớn hoặc tháp cao... thì cần tăng tỷ lệ cọc kiểm tra lên cao hơn nữa. Theo tiêu chuẩn của Pháp thì yêu cầu của việc đặt ống kiểm tra phụ thuộc vào số lượng cọc trong móng và cách thức tiếp nhận lực của cọc (xem bảng 2.3 dưới đây).



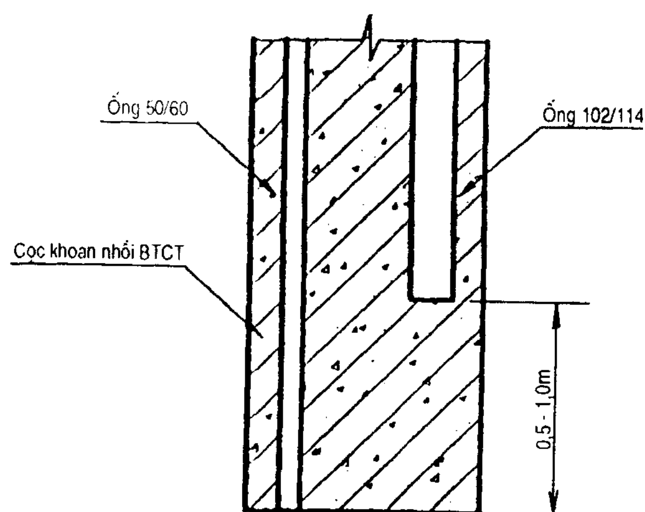
***Hình 2.10** : Dùng 2 đầu đo cùng đặt trong một ống đo*

Bảng 2.3 . Quy định tỷ lệ % cọc cần đặt sẵn ống và kiểm tra đối với công trình thông thường (DTU 13.2, P1-212, 9-1992, Pháp)

(N - tổng số cọc thi công, n - số cọc trong 1 móng trụ)

Cách thức tiếp nhận của cọc	N	n ≤ 4				n > 4			
		Số lượng ống đặt sẵn		Số lượng cọc kiểm tra		Số lượng ống đặt sẵn		Số lượng cọc kiểm tra	
		Các ống 50/60 (mm)	Ống 102/114 (mm)	Thăm dò thân cọc NDT	Khoan lấy lõi tại mũi cọc	Các ống 50/60 (mm)	Ống 102/114 (mm)	Thăm dò thân cọc NDT	Khoan lấy lõi tại mũi cọc
Chỉ có ma sát cục bộ	≤ 50	100	0	100	0	100	0	50-100	0
	> 50	100	0	100	1	50-100	0	50-100	0
Ma sát cục bộ và mũi cọc	≤ 50	100	≥ 50	100	≥ 30	100	≥30	50-100	≥ 20
	> 50	100	≥ 30	50-100	≥ 20	50-100	≥ 20	50-100	≥ 10
Chỉ có mũi cọc	≤ 50	100	100	100	50-100	100	100	50-100	≥ 30
	> 50	100	50-100	50-100	≥ 30	50-100	≥ 30	50-100	≥ 20

Loại ống to 102/114 (đường kính trong/đường kính ngoài - theo mm) thường được bố trí 1 ống trong 1 cọc. Đáy ống này thường đặt cao hơn đáy cọc khoan hay cấu kiện móng để sau này tiến hành khoan kiểm tra chất lượng bê tông mũi cọc và độ lắng cặn mùn khoan (xem hình 2.9).



Hình 2.11: Bố trí ống để khoan ở mũi cọc

e) Thời gian được phép kiểm tra siêu âm sau khi đổ bê tông

Theo tiêu chuẩn Pháp việc thí nghiệm siêu âm chỉ có thể thực hiện được tối thiểu sau 7 ngày kể từ khi kết thúc đổ bê tông cọc. Trong khi đó tiêu chuẩn của Mỹ lại cho rằng có thể tiến hành đo sau 24 giờ tuy nhiên nếu để càng gần tuổi đạt đủ cường độ thiết kế thì càng tốt. Theo kinh nghiệm thực tế ở Việt Nam, tốt nhất là sau khi đổ bê tông 3 ÷ 7 ngày tuỳ theo vật liệu bê tông có dùng hay không dùng các phụ gia tăng nhanh quá trình đông cứng.

Thao tác đo :

Khi tiến hành đo bằng 2 đầu trên 2 ống khác nhau phải luôn điều chỉnh để đảm bảo 2 đầu đo đều nằm trên cùng một mặt phẳng ngang (cao độ) của cọc. Khi tiến hành đo bằng 2 đầu trong cùng 1 ống phải luôn giữ cố định khoảng cách giữa 2 đầu đo.

Trong trường hợp 2 đầu đo đã cùng tới đáy các ống đo, cần điều chỉnh thêm các cáp dẫn nhằm đảm bảo sao cho thời gian truyền sóng âm giữa đầu phát và đầu thu là nhỏ nhất và biên độ của tín hiệu nhận được là lớn nhất.

Để theo dõi tốt vị trí của các điểm đo, gốc của điểm đo chiều dài cáp phải tương ứng với mép trên của ống đo chôn sâu nhất.

Khi tiến hành kéo các đầu đo từ vị trí sâu nhất lên, thao tác đo được tiến hành cùng một lúc các đại lượng vật lý cần đo. Tốc độ kéo dây lên lớn nhất không được vượt quá 20 m/s, nếu kéo nhanh quá biểu đồ hình dạng sóng sẽ không phản ánh đúng chất lượng môi trường sóng siêu âm đi qua. Theo độ sâu của ống đo cứ mỗi khoảng nhất định tiến hành thao tác đo, có thể bằng tay hoặc đặt tự động. Vùng nghi có khuyết tật (sự biến đổi đột biến về thời gian truyền sóng lớn hơn 20%) cần tiến hành thao tác đo lại bằng cách giảm khoảng đo nhỏ hơn nữa và tăng biến thiên biên độ của tín hiệu nhận được .

Báo cáo kết quả đo :

Kết quả đo phải bao gồm tối thiểu các thông tin sau đây :

- Tiêu chuẩn sử dụng

- Tên cơ quan và người chịu trách nhiệm thực hiện đo

- Mặt bằng công trình và vị trí, ký hiệu móng và cọc được thí nghiệm.

- Đặc điểm của cọc thí nghiệm :

(a) Ngày đổ bê tông và các sự cố (nếu có) đã xẩy ra

(b) Cao độ mặt bằng và cao độ đáy cọc đã quy về hệ cao độ quy ước.

(c) Kích thước tiết diện cọc kèm theo các biên bản thi công và nghiệm thu hiện trường

- Xác định vị trí các ống đo đã được đánh số trên bản vẽ, có ghi cao độ chính xác v gắn theo hướng phương Bắc chuẩn hoặc hướng thượng hạ lưu sông.

- Các số liệu quy về cao độ quy ước của các đầu trên của các ống đo.

- Đồ thị biểu diễn quan hệ giữa thời gian truyền tín hiệu giữa đầu phát và đầu thu v chiều sâu đo.

- Nhận xét có liên quan tới kết quả thí nghiệm đặc biệt là sự giảm của biên độ tí hiệu thu được; các sự cố và các thao tác trong quy định không lường được trước và c khả năng ảnh hưởng tới kết quả đo.

- Hồ sơ kiểm định (so với chuẩn) của thiết bị đo.

3. PHÂN TÍCH KẾT QUẢ ĐO KIỂM TRA

a) Đánh giá độ đồng nhất

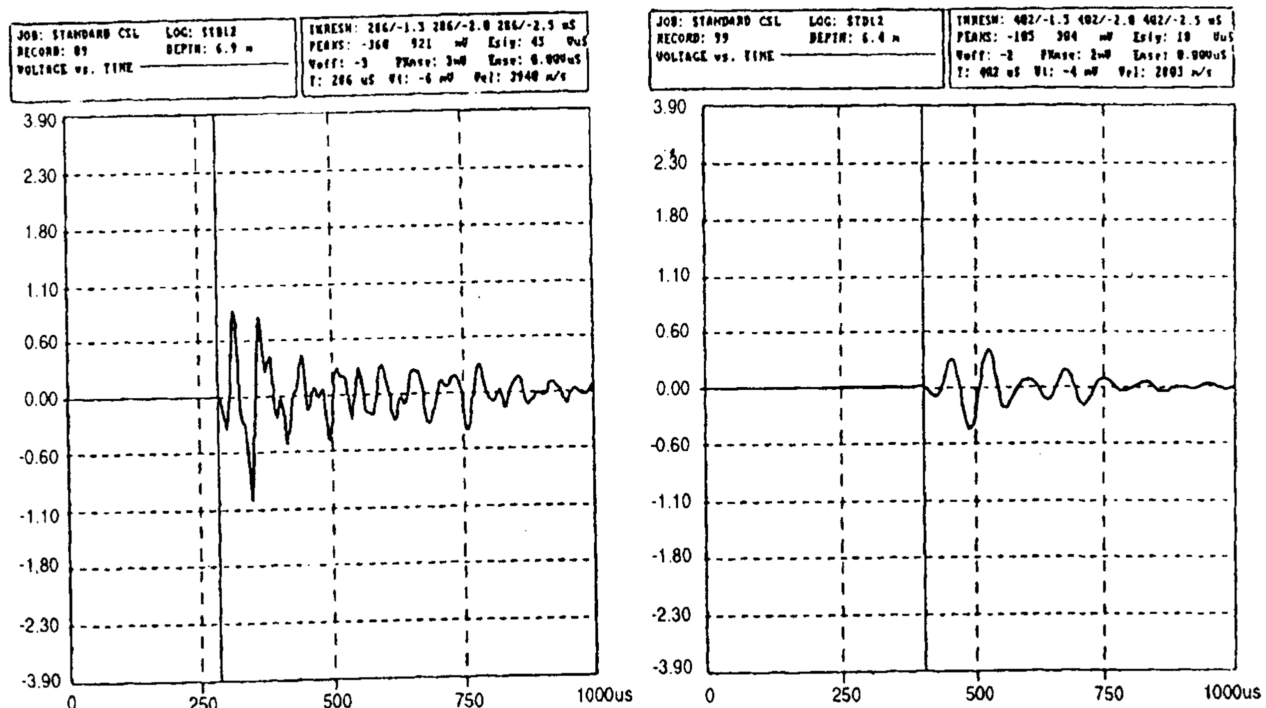
Sự đồng nhất được hiểu là đồng đều về chất lượng bê tông thân cọc dọc theo chiều dài, cũng như trên toàn tiết diện ngang của cọc. Để đánh giá sự đồng nhất người ta dựa vào các đặc trưng âm ghi nhận được như: vận tốc, biên độ, năng lượng và thời gian truyền hoặc dựa vào hình dáng của sóng âm thu nhận được.

Để phán đoán về chất lượng bê tông thân cọc có thể tham khảo kinh nghiệm của Liu xin Lu (Trung Quốc - 1997) sau đây :

Bảng 2.4. Các căn cứ phán đoán chất lượng bê tông thân cọc

Chất lượng	Thời gian truyền	Biên độ	Hình dạng sóng
Tốt	Đều đặn, không đột biến	Không suy giảm lớn	Bình thường
Có gián đoạn	Tăng lớn	Có suy giảm	Biến đổi lạ
Nứt gãy	Tăng rõ rệt	Suy giảm rõ rệt	Biến đổi lạ

Theo kinh nghiệm của Mỹ, Pháp và Anh nếu biểu đồ tốc độ (hay thời gian) truyền sóng âm có đột biến lớn hơn 20% thì có khuyết tật lớn (phải xem xét). Vùng không có khuyết tật xung có biên độ biến đổi bình thường, vùng có khuyết tật biên độ xung suy giảm rõ rệt.

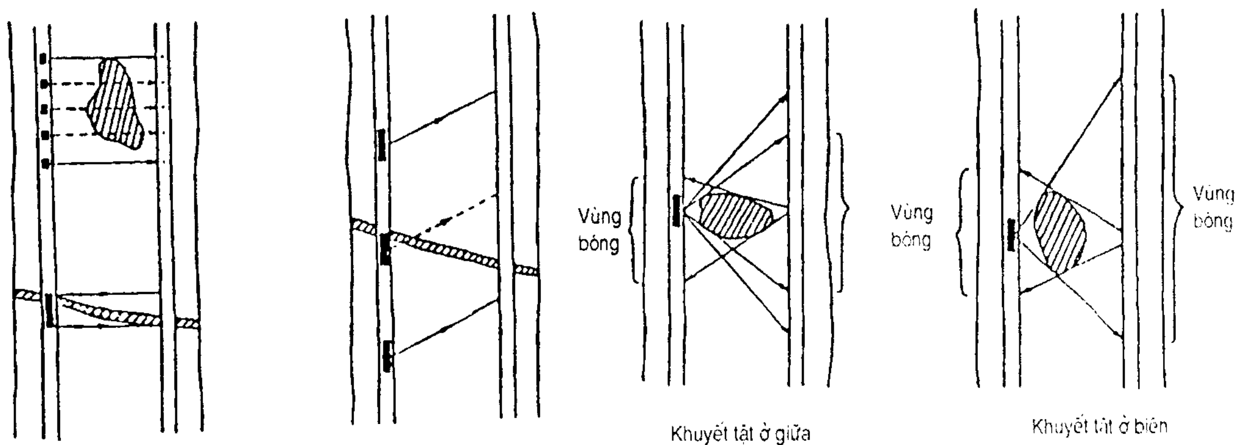


***Hình 2.12:** Hình dạng sóng xung đi qua vùng có và không có khuyết tật*

Theo kinh nghiệm thực tiễn ở Việt Nam, chủ yếu dựa vào sự biến đổi đột biến và mức độ suy giảm của vận tốc truyền để xác định vị trí và mức độ khuyết tật. Nếu mức độ suy giảm đột biến <15% xem như khuyết tật nhẹ, nếu mức độ suy giảm này lớn hơn 35 ÷40% phải xem xét khả năng cọc bị gián đoạn hay nứt gẫy. Trong phạm vi mức độ suy giảm từ 15% đến 35% cần xem xét các nhân tố khác nữa như điều kiện chịu lực của cọc,tầm quan trọng của cọc có khuyết tật và của cả móng có cọc đó,khả năng sửa chữa... để quyết định có xử lý hay không xử lý hoặc xét đến sự giảm yếu của cọc trong tính toán. Việc đánh giá này còn phải xem xét cùng với nhiều yếu tố khác, đặc biệt là phạm vi vùng nghi có khuyết tật theo chiều đứng, cũng như trên toàn tiết diện ngang của cọc.

b) Xác định vị trí và phạm vi khuyết tật

Nguyên tắc của việc xác định vị trí và phạm vi khuyết tật là dựa vào sự truyền sóng âm như đã trình bày trong hình 2.5.



***Hình 2.13** : Nguyên lý bố trí đầu thu - phát siêu âm để xác định phạm vi khuyết tật*

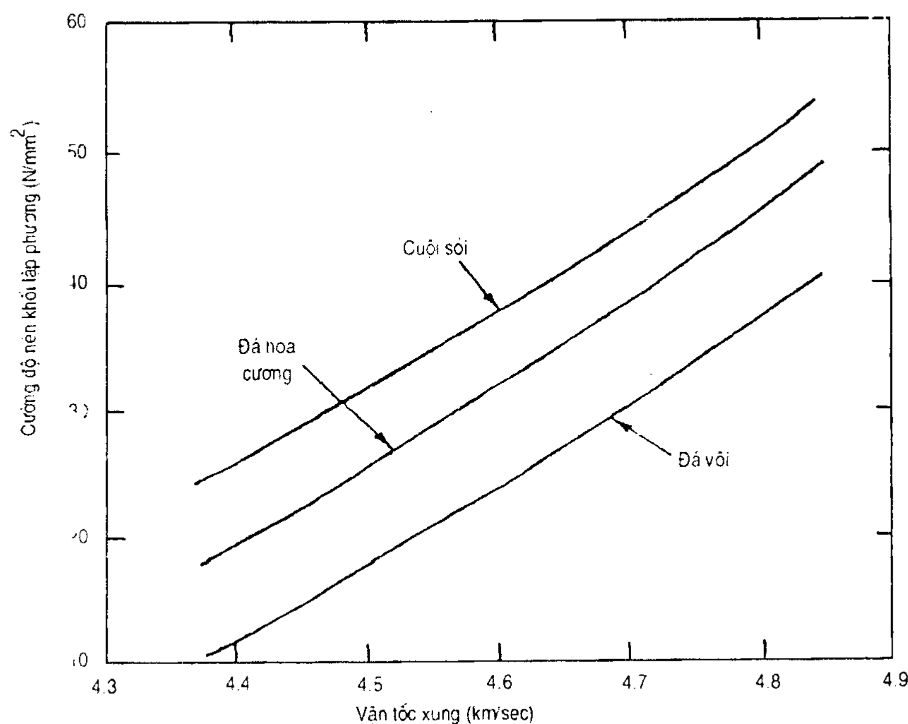
Việc xác định vị trí khuyết tật bê tông thân cọc (xốp rỗng, hang hốc, nứt gẫy, thay đổi tiết điện hay lẫn bùn đất ...) được thực hiện trên cơ sở các biểu đồ biến đổi tốc độ truyền âm theo độ sâu. Dựa theo tung độ chỉ độ sâu người ta có thể xác định được vị trí và phạm vi phân bố theo chiều sâu của khuyết tật đó trong phạm vi một mặt cắt đang xem xét. Kết hợp nhiều mặt cắt khảo sát có thể xác định được phạm vi không gian của khuyết tật. Trong trường hợp cần thiết, sau khi đã xác định được vùng nghi có khuyết tật có thể dùng phương pháp quét tia sóng âm theo cả hai phía để xác định phạm vi khuyết tật. Nguyên lý của phương pháp này là cố định một đầu đo tại vị trí có khuyết tật, đầu kia di chuyển theo phương đứng để nhận các tia quét. Tại từng vị trí đo phải tính được khoảng cách truyền sóng âm (khoảng cách giữa 2 đầu đo theo đường chéo) Sơ đồ bố trí các đầu đo như trong hình 2.11.

c) Xác định cường độ bê tông thân cọc

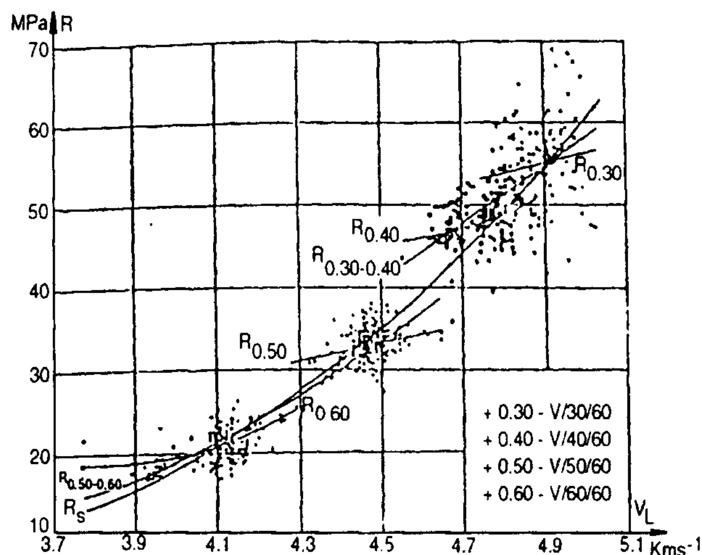
Vật liệu bê tông là môi trường không đồng nhất và đẳng hướng, chất lượng của nó phụ thuộc vào rất nhiều yếu tố nên các đặc trưng âm học đo được của nó cũng chịu ảnh hưởng của nhiều nhân tố. Các nhân tố này là :

- Độ ẩm và tỷ lệ nước xi măng;
- Nhiệt độ và tuổi của bê tông lúc kiểm tra;
- Chiều dài đường truyền;
- Hình dạng và kích thước mẫu;
- Cốt thép trong bê tông (song song hay vuông góc phương truyền âm);
- Độ lớn, thành phần khoáng, tỷ lệ cấp phối của chất liệu...

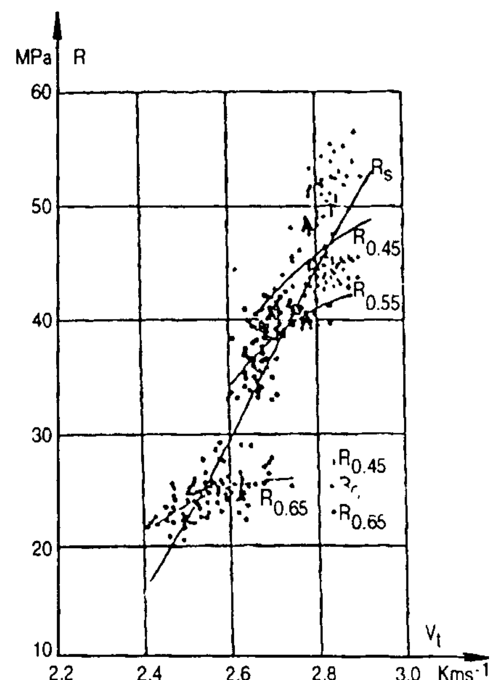
Có thể thấy rõ các ảnh hưởng đó qua các kết quả nghiên cứu sau :



Hình 2.14 : Ảnh hưởng của loại vật liệu làm cốt liệu thô cho bê tông (granit, cuội sỏi và đá vôi) trong quan hệ cường độ chịu nén khối lập phương và vận tốc truyền xung (theo J.H.Bungey và S.G.Millard, 1996)



Hình 2.15 : Ảnh hưởng của tỷ lệ nước/xi măng (0,30 ÷ 0,50) trong quan hệ giữa cường độ chịu nén R và vận tốc sóng dọc v_L . $R = f(v_L)$. R_S là đường trung bình (Theo A.Galan - 1990)



Hình 2.16 : Ảnh hưởng của tỷ lệ nước/xi măng (0,45 ÷ 0,65) trong quan hệ giữa cường độ chịu nén R và vận tốc sóng ngang v_t . $R = f(v_t)$. R_S là đường trung bình (Theo A.Galan - 1990)

Whitehurst (1966) đã xây dựng bảng quan hệ giữa tốc độ xung truyền qua và chất lượng bê tông như sau :

Bảng 2.5. Quan hệ giữa tốc độ xung và chất lượng bê tông

Tốc độ xung (m/sec)	Đánh giá chất lượng
Trên 4570	Rất tốt
3660 - 4570	Tốt
3050 - 3660	Nghi ngờ
2135 - 3050	Kém
Dưới 2135	Rất kém

Bằng các thí nghiệm trong phòng, trong các điều kiện khác nhiều so với thực tế, J.C Tijou (1984) đã xây dựng mối tương quan giữa cường độ bê tông và vận tốc âm như sau :

Bảng 2.6. Quan hệ giữa cường độ bê tong và vận tốc âm

Vận tốc âm, m/sec	Cường độ nén, MPa	Vận tốc âm, m/sec	Cường độ nén, MPa
3750 - 4000	35	3250 - 3500	25
3500 - 3750	30	3000 - 3250	20

Theo tổng kết từ các kinh nghiệm thực tiễn, tiêu chuẩn Trung Quốc đã đưa ra bảng đánh giá chất lượng bê tông thân cọc theo vận tốc âm truyền qua như sau :

Bảng 2.7. Đánh giá chất lượng bê tông thân cọc theo vận tốc âm truyền qua

Vận tốc âm (m/s)	< 2000	2000 - 3000	3000 - 3500	3500 - 4000	> 4000
Chất lượng bê tông	Rất kém	Kém	Trung bình	Tốt	Rất tốt
Cấp chất lượng cọc	V	IV	III	II	I

Trong trường hợp cần xác định cường độ bê tông thân cọc khoan nhồi từ các số liệu đo vận tốc siêu âm truyền qua thu được phải tiến hành các bước sau :

- Xây dựng tương quan cường độ vận tốc siêu âm truyền qua cho từng cọc từng độ sâu đổ bê tông trên cơ sở đo đạc ở các mẫu thí nghiệm lấy khi đổ bê tông thân cọc theo từng tuổi bê tông.

- Tiến hành đo siêu âm thông qua các lỗ đặt sẵn và suy ra cường độ của bê tông thân cọc.

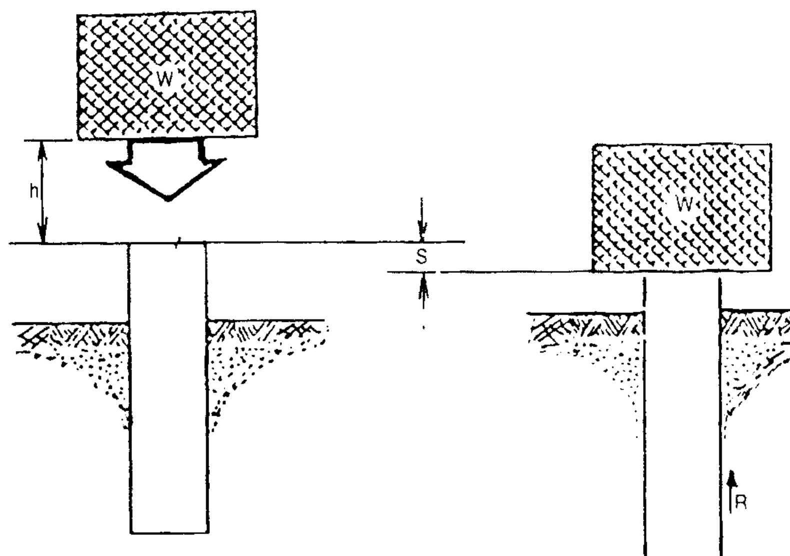
- Nếu không làm được trước các mẫu thí nghiệm như nói ở trên, có thể tiến hành khoan lấy lõi, gia công thành các mẫu nén để xác định cường độ và vận tốc siêu âm truyền qua của bê tông thay đổi theo độ sâu để xây dựng tương quan nói trên.

Chương 3
PHƯƠNG PHÁP THỬ ĐỘNG BIẾN DẠNG LỚN

1. MỞ ĐẦU

Để xác định sức chịu tải thực tế của hệ cọc - đất nền bên cạnh phương pháp thử tải tĩnh còn hay dùng phương pháp thử động đơn giản và cho biết ngay kết quả tại hiện trường.

Trước đây nói đến thử động thường được hiểu là dùng các công thức động cho các cọc đóng. Mô hình chung của tất cả các công thức động đơn giản được trình bày trong hình sau:



Hình 3.1: Biểu diễn vật lý củ công thức động cơ bản

Nếu thế năng của búa bằng công sinh ra để cọc thắng sức kh.ng không đổi của đất R thì :

$$Wh = R.s \quad \text{hay } R = Wh/s \qquad (3\text{-}1)$$

Trong đó : W- Trọng lượng quả búa

h- Chiều cao rơi búa

s- Độ lún của cọc

R- Sức kháng không đổi của đất

Để khắc phục sự đơn giản noá đến mức thô thiển này, đã có nhiều công thức khác nhau được xây dựng bằng cách đưa thêm vào các hệ số thực nghiệm nhằm kể đến các điều kiện búa, đệm, vật liệu cọc và đất nền khác nhau để cố gắng cho được các kết quả phù hợp với thực tế (đúng hơn là phù hợp với kết quả thử tĩnh). Đã có hàng trăm công thức thực nghiệm như vậy, nhưng nổi tiếng hơn cả do có sự phù hợp cao, có căn cứ hợp lý, nên được sử dụng rộng rãi là các công thức Engineering News, Hiley và Gherxevanop.

Tuy nhiên, từ lâu người ta thấy rằng đối với các công trình quy mô lớn hay có tính chất quan trọng và điều kiện đất nền phức tạp thì phương pháp thử động truyền thống này không đáp ứng được các yêu cầu về an toàn và kinh tế. Nếu dùng thử tải tĩnh thì tin

cậy nhưng đòi hỏi chi phí cao với thời gian chuẩn bị kéo dài và không phải lúc nào cũng thực hiện được do khó khăn về tiến độ và mặt bằng. Do vậy đã nảy sinh nhu cầu tìm một cách tiếp cận có cơ sở khoa học, tin cậy hơn và cho kết quả chính xác hơn khi đóng cọc nói chung và thử động nói riêng.

Từ cuối thế kỷ trước, đã cho rằng hiện tượng đóng cọc được mô phỏng tốt hơn bằng lý thuyết truyền sóng. Lời giải phương trình đạo hàm riêng cho sự truyền sóng một chiều đã được phát triển với các phương trình mô tả riêng các phân tích đóng cọc. Tuy nhiên, do có các khó khăn khi mô tả hệ thống búa - cọc - đất, nên các kết quả đạt được theo con đường tính toán giải tích rất hạn chế. Đầu những năm 60, sau khi có máy tính số, Smith đã xây dựng một thuật toán và bộ chương trình để xác định các lời giải rời rạc cho sự truyền sóng thực tế và được gọi là "phương trình sóng" trong phân tích đóng cọc. Giữa những năm 60, được sự tài trợ của Cục Đường bộ Liên bang Mỹ, Goble, Rausche và các cộng sự ở Viện Công nghệ Case đã phát triển và xây dựng thành phần mềm CAPWAPC với mô hình hệ búa - cọc - đất liên tục và được ứng dụng khá rộng rãi với tên gọi là "Phương pháp thử động biến dạng lớn". Tên gọi này xuất phát từ yêu cầu cơ bản của phương pháp là phải tác động một lực lên cọc thích hợp để gây biến dạng đủ lớn, để phát huy được sức kháng lớn nhất của hệ cọc - đất.

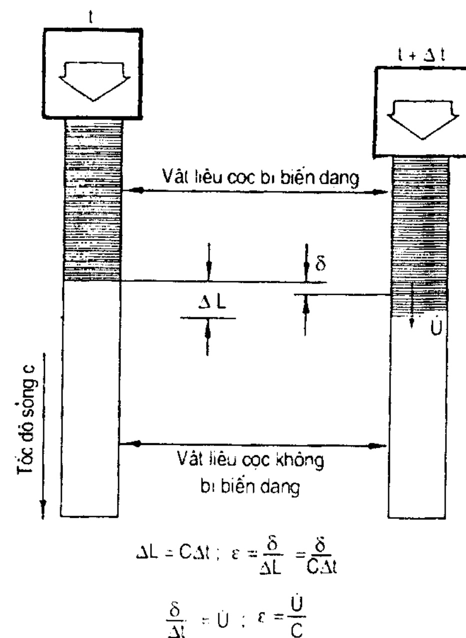
Các cơ sở của phương pháp này là :

- Phương trình truyền sóng trong cọc
- Mô hình hệ búa - cọc - đất của Smith
- Phương pháp Case
- Phần mềm CAPWAPC
- Hệ thống thiết bị phân tích đóng cọc PDA (Pile Driving Analyzer)

2. CƠ HỌC SÓNG TUYẾN TÍNH

2.1. Tính tỷ lệ

Khi một thanh chịu va chạm ở một đầu với một khối lượng thì một vùng nhỏ vật liệu ban đầu bị nén (hình 3.2). Sự nén này gây nên một biến dạng ε và có một lực F = ε (A) E (A là diện tích tiết diện ngang, E là môđun Young của thanh). Khi đó F nén đoạn bên cạnh. Đồng thời do vật liệu bị nén nên gây ra sự chuyển động của các phần tử. Do đó chúng ta nói về tốc độ hạt u trong thanh. Khi cho một phần tử có khối lượng m một tốc độ trong một khoảng thời gian Δt, thì phần tử đó sẽ được gia tốc và gây nên một lực



Hình 3.2: Tính tỷ lệ

quán tính $(u/\Delta t)m$. Lực quán tính này cân bằng với lực biến dạng, vì được đặt trong thời gian gia tốc phần tử nên biến dạng sẽ được truyền với tốc độ nhất định c, được gọi là tốc độ sóng ứng suất (m/s).

Xét trên hình 3.2, mặt sóng sẵn sàng truyền từ một điểm đang đứng yên. Trong khoảng thời gian Δt, sóng truyền được một khoảng $\Delta L = (\Delta t).c$, do vật liệu bên dưới điểm này bị nén, điểm dịch chuyển một đoạn δ.

Biến dạng này được gây bởi một biến dạng trên khoảng ΔL do đó :

$$\varepsilon = \delta / \Delta L \qquad (3\text{-}2)$$

Thay ΔL bằng $(\Delta t)c$ sẽ có :

$$\varepsilon = \delta / [(\Delta t)c] \qquad (3\text{-}3)$$

Do điểm này truyền đi một khoảng δ trong thời gian Δt nên ta có tốc độ truyền :

$$u = \delta/\Delta t \qquad (3\text{-}4)$$

thay (3-4) vào (3-2) ta có :

$$\varepsilon = u / c \qquad (3\text{-}5)$$

Do vậy biến dạng trong vật liệu thanh tỷ lệ với tốc độ phần tử tại cùng một điểm. Quan hệ này có thể mở rộng để chứa ứng suất σ.

$$\sigma = u\, E/c \qquad (3\text{-}6)$$

hoặc lực F

$$F = u\, [EA/c] \qquad (3\text{-}7a)$$

Hằng số tỷ lệ EA/c thường được gọi là trở kháng (ký hiệu là z) vì nó là lực mà cọc chống lại sự thay đổi đột ngột một m/s của tốc độ .

Ví dụ 1 : Một cọc bị một vật cứng đập vào với tốc độ 3m/s. Hỏi lực lớn nhất khi cọc chịu va chạm ($E = 210.000$ MPa; $A = 115\ cm^2$; $c = 5120$ m/s).

Giải : Giả thiết khi va chạm ban đầu không đổi thì tốc độ phần tử đầu cọc cũng là 3m/s.

Do đó :

$$F = 3\, [210.000\, (1,15)/5120] = 1,26 \text{ MN}$$

Cần lưu ý rằng khi một sóng đi lên với các lực sóng nén cũng sẽ có một tốc độ theo hướng đi lên mang dấu âm. Trong trường hợp này tính tỷ lệ được đọc là :

$$F = -u\, (EA/c) \qquad (3\text{-}7b)$$

2.2. Tốc độ sóng

Bây giờ ta xét hình 3.3 và sự cân bằng giữa lực :

$$F = A\,(E)\,\varepsilon \qquad (3\text{-}8)$$

tác động tại một tiết diện ngang và tạo ra một gia tốc

$$a = u / \Delta t \qquad (3\text{-}9)$$

cho một đoạn của thanh có mật độ ρ và chiều dài ΔL. Theo định luật thứ 2 của Newton :

$$F = (m).\,(a) \qquad (3\text{-}10)$$

sẽ trở thành (do $m = A\,(\rho)\,\Delta L$)

$$A(\varepsilon)E = [A\,(\rho)\,\Delta L] / (u/\Delta t) \qquad (3\text{-}11)$$

nhưng $u = (\varepsilon)c$ và $c = \Delta L/\Delta t$ do đó : (3-12)

$$c^2 = E/\rho$$

và tốc độ sóng trở thành

$$c^2 = [E/\rho]^{1/2} \qquad (3\text{-}13)$$

Ví dụ 2 : Tính tốc độ sóng cho 4 loại vật liệu sau đây dùng các số liệu khối lượng riêng và môđun E sau :

Vật liệu	E - Môđun MPa	Khối lượng riêng kN/m^3	Tốc độ sóng m/s
Thép	210.000	78.0	5140
Bê tông	40.000	24.0	4040
Gỗ	16.000	8.0	4430
Nước	2.100	9.8	1450

Nếu dùng $c = (E/\rho)^2$ có thể biểu diễn trở kháng ($z = EA/c$) theo các đặc trưng vật liệu cơ bản như sau :

$$EA/c = A\,c\,\rho \qquad (3\text{-}14a)$$

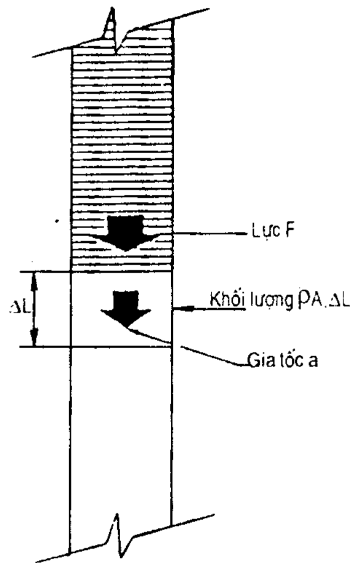
hoặc :

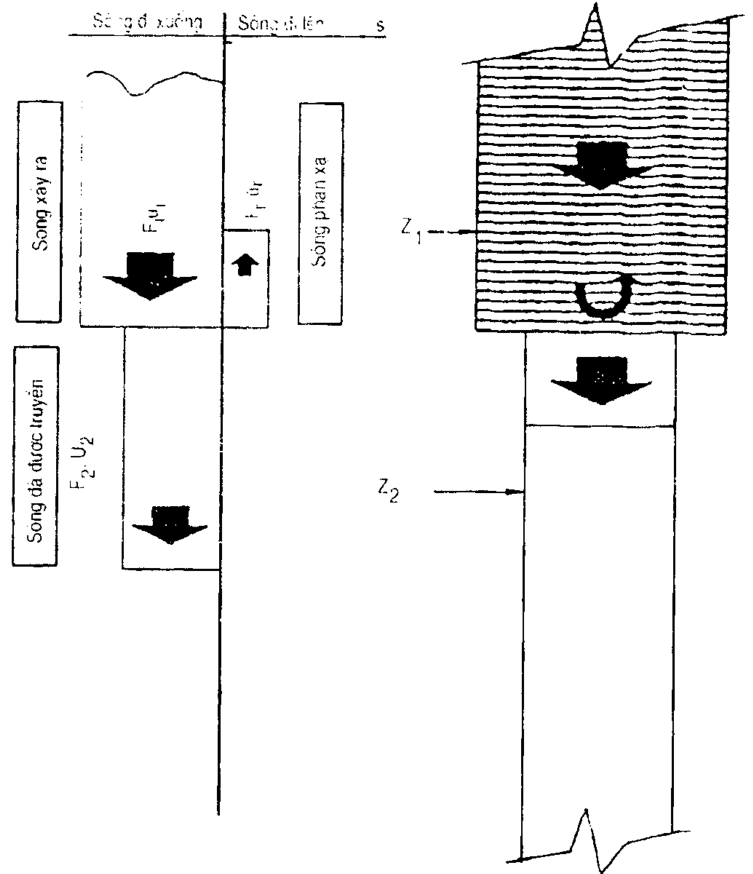
$$EA/c = A\,[E(\rho)]^{1/2} \qquad (3\text{-}14b)$$

Biểu thức này chỉ ra rằng các sự thay đổi giống nhau của E hoặc ρ có những ảnh hưởng như nhau đến sự thay đổi trở kháng.

3. CÁC CỌC KHÔNG ĐỒNG NHẤT

Giả sử cọc có một mối nối ở giữa chiều dài và dưới mối nối này các đặc trưng của nó thay đổi (hình 3.4). Các phân đoạn trên và dưới có thể có các trở kháng tương ứng Z_1 và Z_2. Khi sóng ứng suất nén (F_i, u_r) sẽ được hình thành sao cho các lực và các tốc độ cân bằng nhau ngay bên trên (chỉ số 1) và ngay bên dưới (chỉ số 2) mối nối. Khi đó ta có :





Hình 3.3 : Tốc độ sóng *Hình 3.4 : Các sóng trong một cọc không đồng nhất*

$$u_1 = u_i + u_r = u_2 \text{ (tính liên tục)} \quad (3\text{-}15)$$

$$F_1 = Z_1 u_i - Z_1 u_r = Z_2 u_2 \text{ (tính cân bằng)} \quad (3\text{-}16)$$

Giải ra sẽ có :

$$u_2 = u_1 2Z_1 / (Z_1 + Z_2) \quad (3\text{-}17)$$

và

$$F_2 = u_i\,(2Z_1 Z_2) / (Z_1 + Z_2) \quad (3\text{-}18)$$

hoặc

$$F_2 = F_i\,(2Z_2) / (Z_1 + Z_2) \quad (3\text{-}19)$$

Ví dụ 3 : Một cọc không đồng nhất gồm 2 đoạn bằng thép. Đoạn dưới có diện tích tiết diện ngang bằng nửa đoạn trên. Hỏi lực và tốc độ phần tử của đoạn dưới theo hàm của các đại lượng va chạm trong đoạn trên ?

Giải:

$$u_2 = u_i\,[2Z_1) / (Z_1 + Z_2)] = u_i\,[2\,(1) / (1 + 1/2) = 4/3\,u_i$$

$$F_2 = F_i\,[(2Z_2) / (Z_1 + Z_2)] = F_i\,[(2\,(\frac{1}{2}) / (1 + \frac{1}{2})] = 2/3\,F_i$$

Như sau sẽ trình bày, lực sóng trong cọc này phải vượt trên các lực kháng đất. Do đó việc giảm tiết diện ngang (như trong ví dụ 3) có thể ảnh hưởng đến khả năng đóng cọc.

Một ví dụ khác về cọc "không đồng nhất" là mũi cọc. Ở đây : $Z_2 = 0$.

Do đó : $u_2 = 2u_i$

$F_2 = 0$ (theo yêu cầu của mũi cọc tự do)

Ảnh hưởng của việc "ngàm" đáy cọc có thể được nghiên cứu theo cách tương tự. Do giá trị của Z_2 tiến đến vô cùng lớn nếu

$u_2 \Rightarrow 0$

$F_2 \Rightarrow 2F_i$ (theo yêu cầu của mũi cọc tự do)

4. GIẢ THIẾT TRUYỀN SÓNG TỔNG QUÁT

Giả thiết rằng hai sóng truyền trong cọc : một truyền xuống dưới, một sóng khác truyền lên trên. Khi hai sóng gặp nhau, các lực và các tốc độ phần tử của chúng sẽ cộng tác dụng. Cho rằng các lực nén dương và các tốc độ phần tử truyền xuống âm thì tính tỷ lệ trong hai sóng đó có thể biểu diễn theo :

$$F_d = Z\,u_d \qquad (3\text{-}20a)$$

$$F_u = -Z\,u_u \qquad (3\text{-}20b)$$

Tất nhiên ở đây các tốc độ và lực sóng đi lên, đi xuống được xác định bằng các chỉ số tương ứng "u" và "d". Lưu ý rằng tốc độ trong sóng nén đi lên là hướng lên trên do đó âm.

Bây giờ ta tính toán tốc độ và lực tại một điểm xem xét kể từ điểm mà các tốc độ và lực sóng đi lên và đi xuống gặp nhau.

$$F = F_d + F_u \qquad (3\text{-}21a)$$

$$u = u_d + u_u \qquad (3\text{-}21b)$$

Sau khi thay thế quan hệ tỷ lệ (3-20a) và (3-20b) vào trong (3-21b) ta được:

$$Z_u = F_d - F_u \qquad (3\text{-}22)$$

và sau khi thêm (trừ đi) 3-22 vào (từ) (3-21a) ta được :

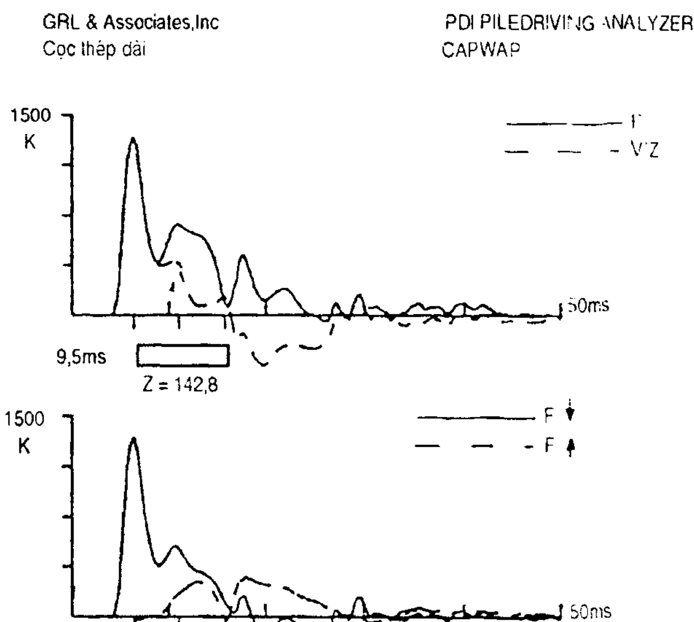
$$F_d = (F + uZ) / 2 \qquad (3\text{-}23)$$

$$F_u = (F - uZ) / 2$$

Hai biểu thức này rất có ích khi tách riêng các thành phần sóng đi xuống và đi lên từ lực đo được F và tốc độ đo được u tại một điểm đã cho.

Ví dụ 4 : Một số liệu ghi được cho trên hình 3.5. Số liệu này bao gồm cả hai lực và tốc độ nhân với trở kháng như một hàm của thời gian. Sóng đi xuống bằng lực hoặc tốc độ tỷ lệ tại thời điểm va chạm khi chưa tồn tại sóng đi lên. Sóng đi lên bằng không tại thời điểm va chạm và tăng từ từ khi đạt đến đầu cọc do ảnh hưởng sức kháng ma sát thành bên cọc.

Sóng đi lên (đã thể hiện cùng với sóng đi xuống trong phần dưới của hình 3.5) có thể được dùng rất hiệu quả để xác định sự bắt đầu sóng trở về từ mũi cọc. Sóng đi xuống, mặt khác, chỉ rõ sự bắt đầu của việc va chạm. Trong sóng này, thời gian 2L/c có thể xác định rõ ràng hiệu số giữa điểm bắt đầu của sóng xuống và cực đại của sóng đi lên ngay trước "thung lũng" 2L/c. CAPWAP cung cấp một màn hình đồ thị với các sóng lên và sóng xuống để tính toán đơn giản tốc độ sóng.



Hình 3.5 : Đồ thị lực - tốc độ và sóng lên - sóng xuống của PDA

5. CÁC LỰC KHÁNG ĐẤT

Đất chống lại sự xuyên xuống của cọc bằng cả hai ma sát dọc theo thân cọc và sức chống mũi. Muốn giữ được độ lún lâu dài của cọc, cần phải xẩy ra sự phá hoại tiếp xúc giữa bề mặt cọc - đất cũng như đất - đất. Ngoài ra, đất tại đáy cọc phải bị dịch chuyển.

Kinh nghiệm cho thấy rằng, khả năng chịu tải trọng tĩnh liên quan đến sức kháng khi đóng. Tuy nhiên, khi tính toán khả năng chịu tải trọng tĩnh từ các quan sát khi đóng cọc cần phải xem xét đến các vấn đề sau đây :

(a) Sức chịu tĩnh có thể thay đổi sau khi quá trình đóng đã kết thúc. Nó có thể tăng (hồi phục) hoặc giảm (thư dãn), các nguyên nhân của sự thay đổi đó là do thay đổi áp lực nước lỗ rỗng, sự sắp xếp lại của đất, sự phân bố lại ứng suất trong đất và các nguyên nhân khác.

(b) Khi đóng cọc tốc độ cọc thay đổi rất nhanh. Do đó dịch chuyển của đất chung quanh thân cọc làm hình thành các lực khối lượng (các lực liên quan đến gia tốc).

(c) Quá trình đóng cọc gây nên các lực kháng tại cả thân và mũi cọc,chúng có thể vượt đáng kể các giá trị tĩnh do ứng suất tiếp cao.

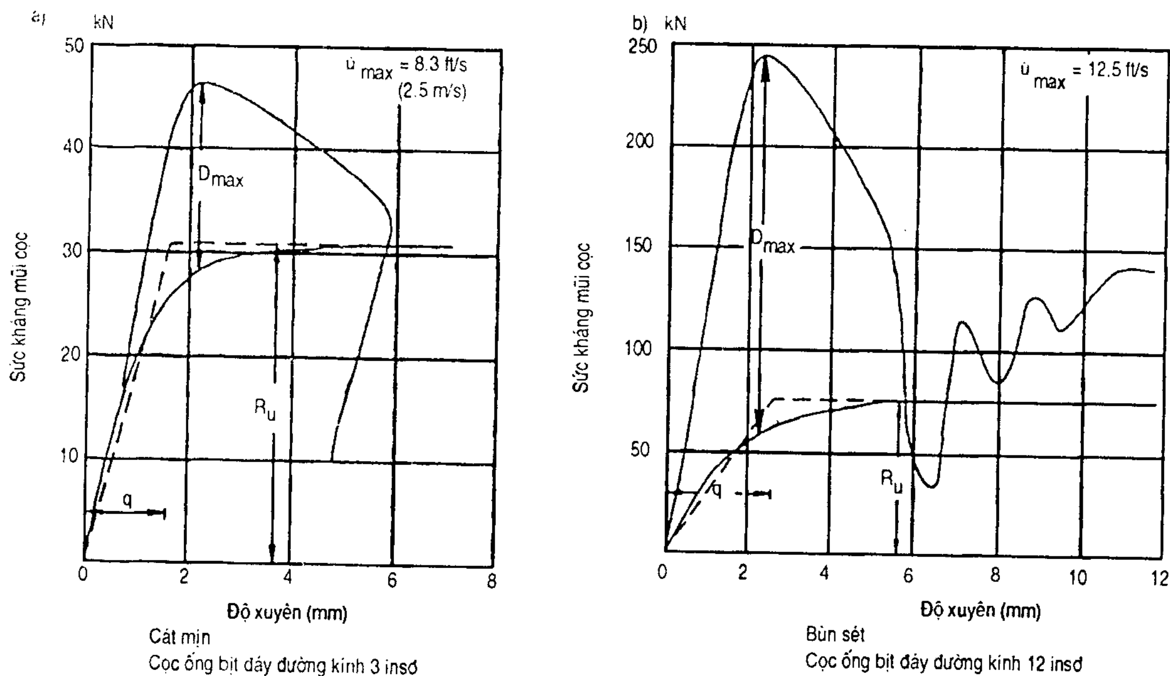
Cách tiếp cận thông thường đến các lực kháng đất mô hình là :

(a) Dự báo sự hồi phục hay thư dãn từ các xem xét cơ học đất và hoặc cả kinh nghiệm, hoặc từ việc vỗ lại cọc sau một thời gian chờ và quan sát sự khác biệt trong ứng xử khi đóng.

(b) Khối lượng liên quan đến lực kháng đất được bỏ qua.

(c) Tốc độ phụ thuộc vào sự tăng các lực kháng tiếp xúc được mô hình hoá bằng một tụ tuyến tính. Thực tế các tụ như vậy được dùng trong động học cọc để tính đến toàn bộ mất mát năng lượng trong đất mà đã bị bỏ qua [ví dụ như các lực quán tính của mục (b)].

Sức kháng tĩnh này được thể hiện trong cả hai khi đóng thử và sau khi thử tải tĩnh. Nó được mô hình hoá đàn dẻo. Cách tiếp cận đơn giản hoá này được hiệu chỉnh nhất định để kể đến tính bất định trong các lực kháng động.



Hình 3.6: Các sức kháng đất đo được tại đỉnh cọc

Hình 3.6 trình bày các lực kháng đất thực tế đo được đã xẩy ra dưới tấm mũi của một cọc ống thép bịt đáy đầu tiên khi đóng cọc và sau khi thử tải tĩnh. Ống đầu tiên đường kính 7,5 cm được đóng trong cát. Ống thứ hai đường kính 30 cm, đất là bùn và sét. Sự khác biệt giữa các đường cong tĩnh và động là do các hiệu ứng động. Đối với trường hợp đất cát sự sai khác này được tính rất phù hợp bằng tụ tuyến tính. Tuy nhiên, trường hợp (b) đã thấy các sai sót lớn của mô hình này khi xem rằng tốc độ là dương trong số liệu ghi được và tiếp tục rất cao tại điểm có sức kháng nhỏ nhất.

Lực kháng đất R, là tổng của thành phần tĩnh đàn dẻo R_s và lực động trong tụ R_d, được biểu diễn theo :

$$R = R_d + R_s = J_v(u) + R_s \tag{3-24}$$

Ở đây J_v là thông số cản động nhớt (N/m/s) và u là tốc độ cọc (m/s) tại điểm nơi R hoạt động. R_s có thể viết theo :

$$R_s = k_s(u) \quad \text{cho } u < q$$
$$= R_u \quad \text{cho } u \geq q \tag{3-25}$$

cho suốt chiều dài không xẩy ra sự dỡ tải (tốc độ u < 0). R_u là sức kháng tĩnh giới hạn tại một điểm; k_s là độ cứng đất, u là chuyển vị cọc, q được gọi là quake, có nghĩa là chuyển vị cọc mà tại đó đất trở thành dẻo.

Các thông số cản động thường được dùng trong một dạng khác đi một chút. Khi J_v là hệ số cản động nhớt, cách tiếp cận thông thường trong động học cọc là dùng :

$$R_d = J (u) R_s \quad (3\text{-}26a)$$

Với J bây giờ được gọi là hệ số cản động Smith (do đó $J = J_v /Rs$) có thứ nguyên s/m. Do R_s thay đổi theo u (hoặc thời gian), cách tiếp cận Smith không hoàn toàn nhớt tuyến tính. Trong CAPWAP đã dùng một công thức khác:

$$R_d = J (u) R_u \quad (3\text{-}26b)$$

Do R_u luôn luôn là hằng số,phép biến đổi $J=J_v/R_u$ dễ dàng tính được và luôn luôn đúng cho mọi thời điểm.Cách khác để xây dựng hằng số cản động là chia J_v cho trở kháng của cọc. Khi đó:

$$R_d = J_c (EA /c) u \quad (3\text{-}27)$$

Lưu ý rằng J_c thực tế là không thứ nguyên, nó dược xem như là hằng số cản động Case. Ưu điểm quan trọng của sức cản động Case là nó cho phép mô hình hoá một lực cản động khi không tồn tại lực kháng tĩnh như trong các đất rất yếu. Cũng như đối với phân tích ba chiều với các giá trị sức kháng tĩnh khác nhau thì các thông số cản động dễ dàng giữ không đổi.

6. CỌC CÓ SỨC KHÁNG MŨI

Giả thiết một sóng va chạm có tốc độ u và lực $F_i = Z u_i$ đi đến một mũi cọc tự do. Trước đây đã tìm thấy một sóng phản xạ sẽ hình thành sao cho tốc độ tại mũi trở thành $u_t = 2 u_i$. Nếu mũi cọc dịch chuyển vào trong đất thì sẽ hình thành một lực kháng.

$$R = J_v (u_t) + R_s \quad (3\text{-}28a)$$

hoặc

$$R = (J (u_t) + 1) R_s \quad (3\text{-}28b)$$

Do R được đặt đột ngột sẽ sinh ra một sóng nén đi lên phía trên qua cọc có tốc độ phần tử (đi lên) :

$$u_R = R /Z \quad (3\text{-}29)$$

Xét đến ảnh hưởng của phản xạ sóng va chạm tại mũi, tốc độ mũi cọc được tạo ra là :

$$u_t = 2u_i - R/Z \quad (3\text{-}30)$$

Thay R nhân được trong trường hợp sức cản động nhớt :

$$u_t = 2u_i - (J_v u_t + R_s) /Z \quad (3\text{-}31)$$

Giải theo u_t ta có :

$$u_t = (2 u_i - R_s /Z) / (1 + J_v/Z) \quad (3\text{-}32)$$

Tương tự cho sức cản động Smith :

$$u_t = (2 u_i - R_s /Z) (1 + (J) R_s/Z) \quad (3\text{-}33)$$

và cho sức cản động Case :

$$u_t = (2\ u_i - R_s / Z)\ (1 + J_c) \qquad (3\text{-}34)$$

Do vậy u_t trở thành không khi :

$$R_s = 2(Z)u_i = 2F_i \qquad (3\text{-}35)$$

Nói cách khác, lực kháng tĩnh lớn nhất của đất là sóng va chạm có thể vượt quá 2 lần lực va chạm. Công thức này không nói cọc sẽ di chuyển bao nhiêu khi cho u_i; Z và R_s (nó phụ thuộc vào khối lượng búa), tuy nhiên nó cho biết rõ ràng giới hạn trên của R_s và nhấn mạnh tầm quan trọng của trở kháng Z. Trở kháng cọc càng cao thì có thể đạt đến lực kháng càng cao.

Ví dụ 5 : Một cọc đổ tại chỗ (đường kính 1,5m, A = 1,77 m^2, E = 40.000 MPa, c = 4080 m/s) chịu sự va đập của một khối lượng và gây ra một tốc độ phần tử cọc 1,5m/s. Có thể đạt đến lực kháng đất lớn nhất là bao nhiêu ?

Giải: $R_{s,max} = 2\ (1,5)\ [(40)\ 1,77 / 4080](10^3) = 52$ MN

Tuy nhiên, trong thực tế lực kháng lớn nhất tác động bởi sóng không lớn hơn nhiều so với 1,2 lần (31,2 MN) lực va chạm. Lực giới hạn đã giảm nhẹ này là kết quả của sự dịch chuyển cọc cần thiết mà cọc đó đã có trước khi lực kháng có thể tác động. Có thể cần quan tâm đến điểm sau đây. Ta đã thấy cách tiếp cận sức cản động Case đưa đến một tốc độ mũi :

$$u_t = (2\ u_i - R_s/Z) / (1 + J_c) \qquad (3\text{-}36)$$

Thay $R_s = 0$ (không có sức kháng tĩnh) và $J_c = 1$ ta có :

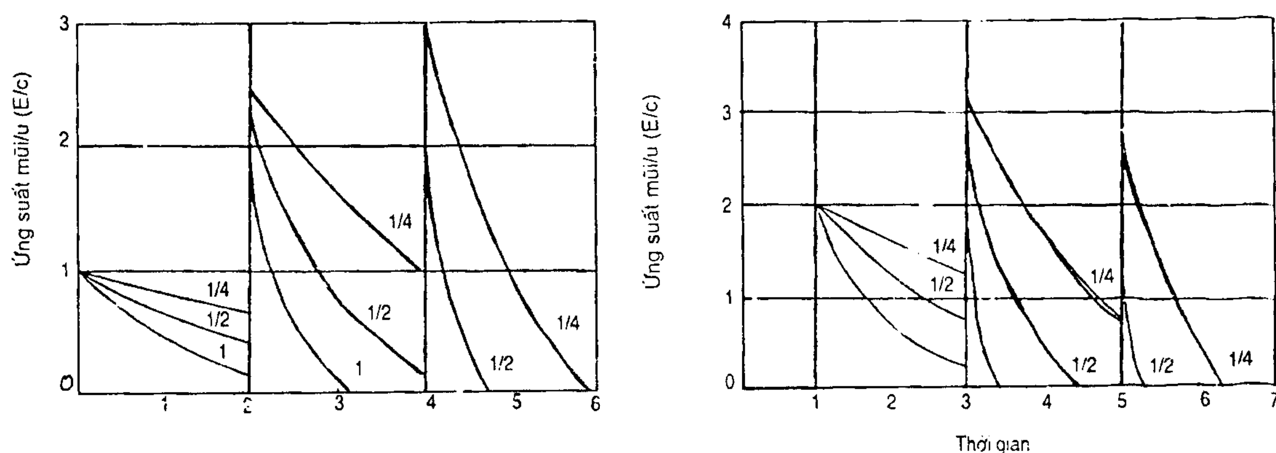
$$u_t = u_i \qquad (3\text{-}37)$$

Điều đó có nghĩa là không có sóng phản xạ được hình thành nếu cọc được đỡ bằng một tụ có hằng số $J_c = 1$ hoặc $J_v = Z$. Nói cách khác, ứng xử của một cọc đồng nhất chiều dài vô hạn giống như của một tụ có hằng số cản động bằng trở kháng của cọc (tất nhiên, một tụ tuyến tính được định nghĩa là một thiết bị có lực kháng tỷ lệ thuận với tốc độ).

7. CÁC ẢNH HƯỞNG CỦA BÚA ĐỐI VỚI TỶ SỐ KHỐI LƯỢNG CỌC

Thảo luận về ứng xử khi đóng cọc không có thể kết thúc được nếu không xét đến vấn đề ảnh hưởng của khối lượng búa đóng cọc. Mặc dù các chỉ dẫn cho thấy chỉ có tốc độ va chạm là quan trọng khi đóng cọc, tuy nhiên chưa nói điều gì về một nhát búa đã tạo ra một độ xuyên là bao nhiêu.

St. Venant đã tính toán (hình 3.7) lực đầu cọc cho búa thay đổi theo tỷ số khối lượng cọc. Đồ thị được lập cho điều kiện ngàm chân. Nó cũng thể hiện lực ở mũi cọc. Tất nhiên, như đã nêu ở trên, đầu tiên lực mũi cọc tiến đến hai lần lực va chạm. L/c là thời gian sóng ứng suất cần để đi dọc chiều dài của thanh L do đó tại thời điểm này va chạm đi đến đáy.



Hình 3.7 : Lời giải của St. Venant cho một khối cứng va chạm trên cọc có gối cứng

Các kết quả sau đây sẽ quan sát được :

(a) Các lực hay ứng suất cọc tắt nhanh hơn khi các khối lượng búa nhỏ hơn.

(b) Do phản xạ tại mũi cọc, các lực cọc tăng tại đầu cọc đến các giá trị cao hơn lực va chạm nếu khối lượng búa đủ lớn.

(c) Độ xuyên của cọc có thể được tính từ diện tích giữa sóng va chạm phản xạ (hai lần tốc độ va chạm) và sức kháng tĩnh chia cho trở kháng.

(d) Hình 3.7 thể hiện sức kháng mũi có thể tăng đến các giá trị lớn hơn $2F_i$ (tại 3L/c trong hình 3.7) nếu khối lượng quả búa rất lớn. Đây không phải là một trường hợp thực tế (trọng lượng quả búa lớn hơn rất nhiều trọng lượng cọc).

8. MÔ HÌNH PHƯƠNG TRÌNH SÓNG KHỐI LƯỢNG TẬP TRUNG

8.1. Chuyển từ các hệ thống liên tục sang rời rạc

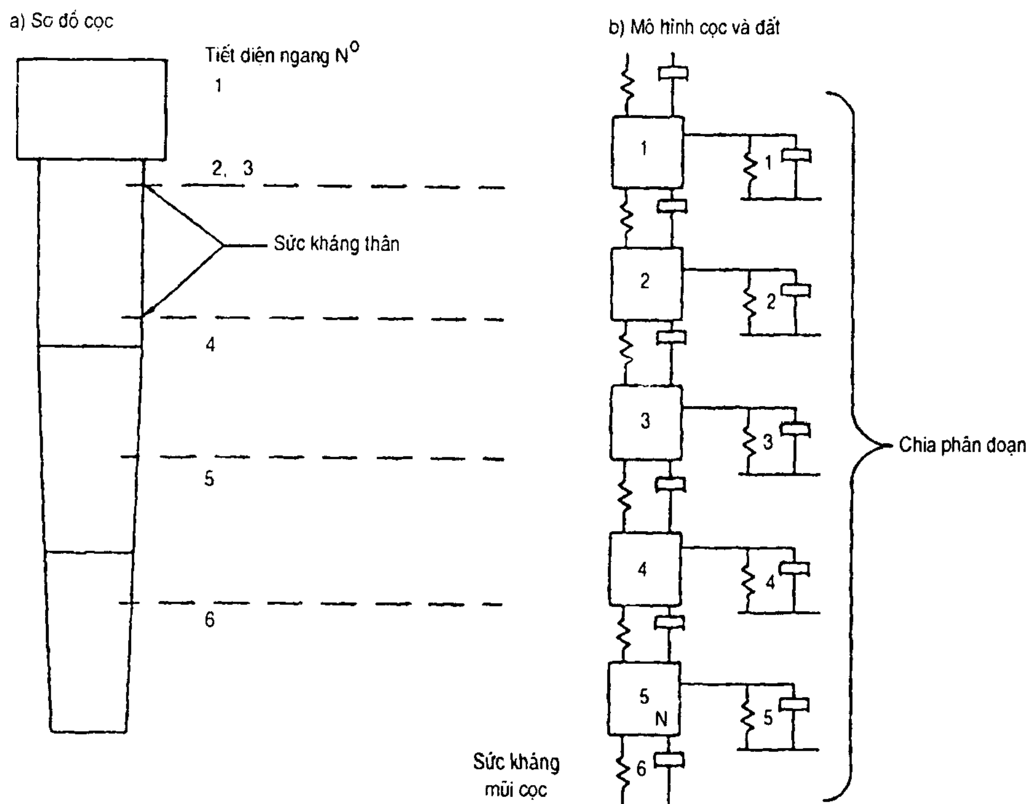
Để có biểu thức $c^2 = E / \rho$, định luật 2 của Newton đã được dùng với dạng khối lượng nhân với gia tốc thì bằng lực. Bây giờ ta nghiên cứu các khối lượng vô cùng nhỏ ΔL $(\rho)A$ và các gia số thời gian vô cùng ngắn Δt cho sự cân bằng động này.

Tương tự, có thể dùng các khối lượng hữu hạn và các gia số thời gian hữu hạn cùng với định luật 2 của Newton để tính những chuyển vị và lực cọc tại một số điểm rời rạc. Quả búa cũng có thể chia thành nhiều khối lượng và độ đàn hồi của cọc có thể được mô hình hoá bằng cách dùng một số lượng hữu hạn các lò xo. Sai số sẽ nhỏ nếu chúng ta kể đến sự thay đổi chậm của thời gian truyền sóng trong một phân đoạn (một phân đoạn là một lò xo và một khối lượng).

Từ nhiều đo đạc cho thấy các lực và các tốc độ trong cọc thường đạt đến giá trị đỉnh của chúng sau hơn một mili giây. Đối với các thời gian tăng như vậy, chiều dài một phân đoạn 1,5 m là đủ ngắn. Mặt khác các quả búa diesel và thuỷ lực thường va chạm trực tiếp vào một đệm thép và gây nên thời gian tăng ngắn hơn, do đó có thể cần một chiều dài phân đoạn ngắn hơn.

3.2. Mô hình cọc/ đất Smith

Cọc được mô hình hoá bằng một loạt các khối lượng, chúng được liên kết với nhau bằng các lò xo và các tụ. Mỗi khối lượng cũng được đỡ (hoặc chuyển động của chúng bị ngăn cản) bằng một lò xo đàn dẻo và một tụ để cùng thể hiện tác động của đất (hình 3.8)



Hình 3.8 : Mô hình phương trình sóng của Smith cho cọc và đất

Hằng số lò xo K của cọc (tương tự cho các bộ phận của búa) được tính khi dùng quan hệ :

$$K = EA / \Delta L \qquad (3\text{-}38)$$

Ở đây ΔL là chiều dài phân đoạn (hoặc bề dày của đệm đầu cọc). Các khối lượng được tính từ :

$$m = A(\rho)\Delta L \qquad (3\text{-}39)$$

Hai quan hệ quan trọng cần được chú ý là :

$$k(m) = (EA / \Delta L)(A(\rho)\Delta L) = (EA / c)^2 \qquad (3\text{-}40)$$

$$m/k = A(\rho)\Delta L / (EA / \Delta L) = (\Delta L / c)^2 \qquad (3\text{-}41)$$

Do đó trở kháng của một phân đoạn cọc có thể được xác định từ căn bậc hai của tích số khối lượng và độ cứng. Thực tế đó cho phép dễ dàng tính được hệ số cản động nhớt từ hằng số cản động Case khi đã cho khối lượng và độ cứng của một phân đoạn.

Điều quan trọng nữa là tỷ số $\Delta L/c$ (nó là thời gian cần thiết để sóng ứng suất đi hết phân đoạn) có thể được xác định từ các giá trị khối lượng và độ cứng. Đại lượng $\Delta L/c$ thường được gọi là thời gian tới hạn Δt_c. Lưu ý rằng gia số thời gian theo tính toán Δt cần phải nhỏ hơn Δt_c, một thực tế mà đã được xem xét trong các chương trình phương trình sóng hiện đại như GRLWEAP.

Cần lưu ý rằng mô hình của Smith không chứa các tụ giữa các khối lượng cọc. Sự mở rộng của mô hình cơ bản này có trong chương trình CAPWAP và cho phép tính được sức cản động nội của vật liệu mà nó không đàn hồi lý tưởng..

9. TỔNG HỢP CÁC QUAN HỆ QUAN TRỌNG

Việc thảo luận về búa đã tạo ra sóng ứng suất, được nêu trong nhiều quan hệ quan trọng được tổng hợp lại như sau :

1. $F_d = u_d\,(EA/c) = u_d Z$ $F_u = -u_u\,(EA/c) = -u_u Z$	Lực và tốc độ trong sóng ứng suất tỷ lệ với nhau. Hằng số tỷ lệ bằng trở kháng EA/c.
2. $F_d = (F + uZ)/2$ $F_u = (F - uZ)/2$	Sóng xuống và sóng lên tại một điểm có thể tính được từ tốc độ và lực tổng cộng tại một điểm khi dùng trung bình tổng và hiệu số tương ứng tốc độ và lực nhân với trở kháng.
3. $c = \sqrt{\dfrac{E}{\rho}}$	Tốc độ sóng tăng theo căn bậc hai của môđun Young của cọc và giảm theo căn bậc hai của khối lượng đơn vị của cọc.
4. $u_2 = u_i\,[2Z_1/(Z_1 + Z_2)]$	Tốc độ sóng va chạm giảm khi trở kháng cọc giảm tại điểm trở kháng cọc thay đổi.
5. $F_2 = F_i\,[2Z_2/(Z_1 + Z_2)]$	Lực sóng va chạm giảm khi trở kháng cọc giảm tại điểm trở kháng cọc thay đổi.
6. $u_t = (2u_i - R_s/Z)/(1 + J_c)$	Tốc độ mũi cọc có thể biểu diễn theo dạng đóng nếu có ma sát thành bên.
7. $R_{max} = 2\,Z\,u_i$	Lực kháng lớn nhất mà một sóng va chạm có thể đạt đến là hai lần tốc độ va chạm nhân với trở kháng cọc.
8. $J = J_v/R_s$	Sức cản động Smith bằng hằng số cản động nhớt chia cho sức kháng đất tĩnh đi kèm.
9. $J_c = J_v/Z$	Sức cản động Case bằng hằng số cản động nhớt chia cho trở kháng của cọc.

10. $k = Ea / \Delta L$ — Độ cứng lò xo được tính bằng môđun Young nhân với tiết diện ngang chia cho bề dày (hoặc chiều dài) phần tử.

11. $m = A\,(\rho)\,\Delta L$ — Khối lượng một phần tử là tích số diện tích tiết diện ngang, mật độ khối lượng và bề dày (hoặc chiều dài) phần tử.

12. $Z = \sqrt{k \times m}$ — Trở kháng cọc trong trường hợp rời rạc bằng căn bậc hai của tích số độ cứng và khối lượng phân đoạn.

13. $\Delta t = \sqrt{\dfrac{m}{k}}$ — Gia số thời gian giới hạn cho một phân tích khối lượng tập trung được tính bằng căn bậc hai của tỷ số giữa khối lượng và độ cứng của phần tử.

14. $m = Z\,(\Delta t)$ — Khối lượng một phân đoạn liên tục bằng tích số của trở kháng và thời gian truyền sóng qua phân đoạn đó.

15. $k = Z / \Delta t$ — Độ cứng một phân đoạn liên tục bằng trở kháng của nó chia cho thời gian truyền sóng qua phân đoạn đó.

10. PHƯƠNG PHÁP CASE

"Phương pháp Case" là các nghiên cứu đã được phát triển ở Viện Công nghệ Case bắt đầu từ những năm 60. Mục tiêu của các nghiên cứu này là tính toán sức chịu tải cọc tức thờ cho từng nhát búa từ các số liệu đo đạc gia tốc và lực đầu cọc. Ngày nay, thuật ngữ "Phương pháp Case" để chỉ cả hai kỹ thuật và giải thích những số liệu đo đạc về ảnh hưởng của đất, ứng suất cọc, độ nguyên vẹn cọc và tình trạng búa bằng cách sử dụng một thiết bị phân tích đóng cọc.

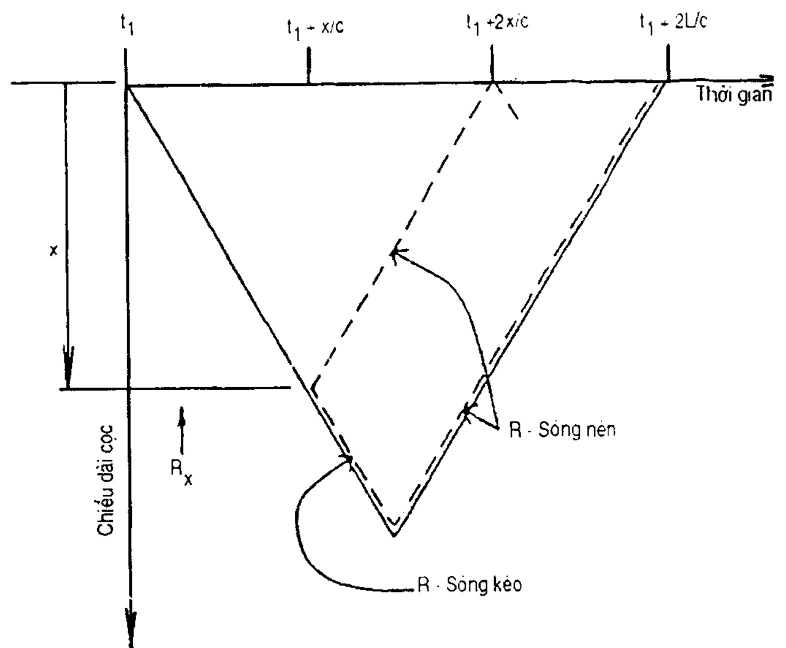
Các biểu thức sau đây dựa trên cơ sở truyền sóng một chiều. Đối với cọc có trở kháng Z, lực $F_M(t)$ tại thời điểm t và vị trí đo M, tốc độ $u_M(t)$ có thể được dùng để xác định cả hai sóng lên và xuống [$F_{uM}(t)$ và $F_{dM}(t)$]. Nếu các lực và tốc độ đo được trình diễn dưới dạng số tại các thời điểm rời rạc j và được ký hiệu tương ứng là F_{Mj} và u_{Mj} thì hai sóng tại điểm đo đó sẽ là :

$$F_{uMj} = (F_{Mj} - Zu_{Mj}) / 2 \qquad (3\text{-}42)$$

$$F_{dMj} = (F_{Mj} + Z\,u_{Mj}) / 2 \qquad (3\text{-}43)$$

Nếu lực kháng tại vị trí x bên dưới đỉnh cọc bắt đầu tác động tại thời điểm $t = t_1 + x/c$; thì khi đó hai sóng được hình thành mỗi cái có biên độ $R_x/2$ (hình 3.9). Để thoả mãn sự cân bằng và tính liên tục, sóng lên là nén, sóng xuống là kéo. Sóng nén đi lên đến đỉnh

tại thời điểm $t_x = t_1 + 2L/c$. Sóng kéo đi xuống phản xạ tại mũi cọc tại thời điểm $t_L = t_1 + L/c$ như một sóng nén, sau đó đi lên tới đỉnh tại thời điểm $t_2 = t_1 + 2L/c$. Lực kháng tại mũi cọc R_t bắt đầu ở thời điểm $t_L = t_1 + L/c$ gây ra một sóng nén đi lên và cũng về tới đỉnh cọc tại thời điểm $t_2 = t_1 + 2L/c$.



Hình 3.9 . Các sóng gây bởi một lực kháng.

Nếu tất cả các lực kháng là hằng số trong suốt thời gian $t_1 + x/c < t < t_1 + 2(L - x)/c$ thì tại thời điểm $t_2 = t_1 + 2L/c$ số liệu lực và tốc độ đo được chịu ảnh hưởng của :

(a) Sóng kéo đi lên do phản xạ ở mũi cọc của sóng nén nhập vào đi xuống đầu tiên tại một thời điểm sớm hơn 2L/c $[-F_{dM}(t_1)]$.

(b) Tổng số của tất cả các sóng kháng nén đi lên $[R_x/2]$.

(c) Các sóng kháng kéo đi xuống ban đầu nay đi lên dưới dạng nén sau khi phản xạ tại mũi cọc $[R_x/2]$ và sóng đi lên từ sức kháng mũi $[R_t]$.

(d) Tất cả các sóng đi xuống $[F_{dM}t_2]$.

Sóng (b) và sóng (c) có biên độ tổng cộng R (bằng $R_x + R_t$) thể hiện sức kháng của toàn bộ đất do chúng chứa cả hai nửa sóng ma sát bên và toàn bộ sức chịu ở mũi. Do vậy tổ hợp tất cả các sóng đi lên chứa sức kháng toàn bộ (b và c) và sóng va chạm đã được phản xạ (kéo) ở mũi tại thời điểm t_1(a).

$$F_u(t_2) = R - F_d(t_1) \qquad (3\text{-}44)$$

hay
$$(F_{M2} - Z_{UM2})/2 = R - (F_{M1} + Z_{UM1})/2 \qquad (3\text{-}45)$$

Sau khi sắp xếp lại ta có thể tìm được sức kháng đất toàn bộ như sau :

$$R = (F_{M1} + Z_{UM1} + F_{M2} - Z_{UM2})/2 \qquad (3\text{-}46)$$

Ở đây các chỉ số 1 và 2 chỉ các thời điểm t_1 và $t_2 = t_1 + 2L/c$.

11. SỨC CHỊU TẢI TĨNH

Trong đẳng thức (3-44), R là sức kháng tổng cộng tính được trong khoảng thời gian 2L/c. Sức kháng tổng cộng này là tổng của sức kháng tĩnh và sức kháng động. Để xác định sức kháng tĩnh R_s cần xem xét các vấn đề sau đây :

(a) Loại sức cản động của đất

(b) Chọn thời điểm t_1 đúng đắn sao cho R_s có biên độ đầy đủ khi lấy các mẫu F_M và u_M.

(c) Hiệu chỉnh R_s đã bị giảm trong 2L/c do sự bật nảy sớm của cọc (tốc độ âm trước 2L/c).

(d) Sự thay đổi của độ bền đất theo thời gian (hồi phục hay thư giãn). Do các phương pháp động cho sức kháng tại thời điểm thí nghiệm nên các thí nghiệm khi kết thúc đóng cọc cho độ bền của đất đã bị xáo trộn, nó có thể không bằng với khả năng làm việc sau thời gian nghỉ do tái cố kết, sự phân tán của áp lực lỗ rỗng bị vượt quá.... (Thường kiến nghị vỗ lại cọc sau một thời gian nghỉ đối với tải trọng làm việc thời gian dài. Có thể không cần so sánh thử tĩnh với các số liệu khi kết thúc đóng cọc nhưng cần với số liệu khi vỗ lại).

(e) Cọc cần phải có một độ lún lâu dài trong nhát búa thử. Nếu không có được độ xuyên lâu dài nào (hoặc chỉ vô cùng nhỏ) thì khi đó chỉ một phần sức kháng đã được huy động. Điều đó cũng gần giống với thử tải tĩnh nhưng không đạt tới phá hoại, kết quả là sau khi dỡ tải độ lún cuối cùng gần bằng không (khi đó ta chỉ biết ít nhất cọc có sức chịu tải đã được thử).

Xem xét (d) là những xem xét về cơ học đất, nó không ảnh hưởng đến các tính toán của phương pháp Case. Xem xét (e) bản thân nó đã tự giải thích. Ba xem xét đầu tiên sẽ được nghiên cứu kỹ hơn.

Sức cản động đi cùng với tốc độ. Tốc độ mũi cọc có thể tính được từ các đo đạc đầu cọc như sau :

$$u_t(t) = F_d(t-L/c) / Z - F_u(t + L/c)/Z = (F_{M1} + Z_{UM1} - R) /Z \quad (3\text{-}46)$$

Lực cản động được định nghĩa lại R_d bằng $J_c\, Zu_t$ (J_c là hằng số cản động không thứ nguyên Case), ta có thể tìm được sức cản động. Do sức kháng tổng cộng là tổng của các lực tĩnh và cản động, sức kháng tĩnh tính được từ :

$$R_s = R - R_d = R - J_c\,(F_{M1} + Z_{\,UM1} - R) \quad (3\text{-}47)$$

hoặc mở rộng sang dạng chỉ có F_M, v_M và J_c

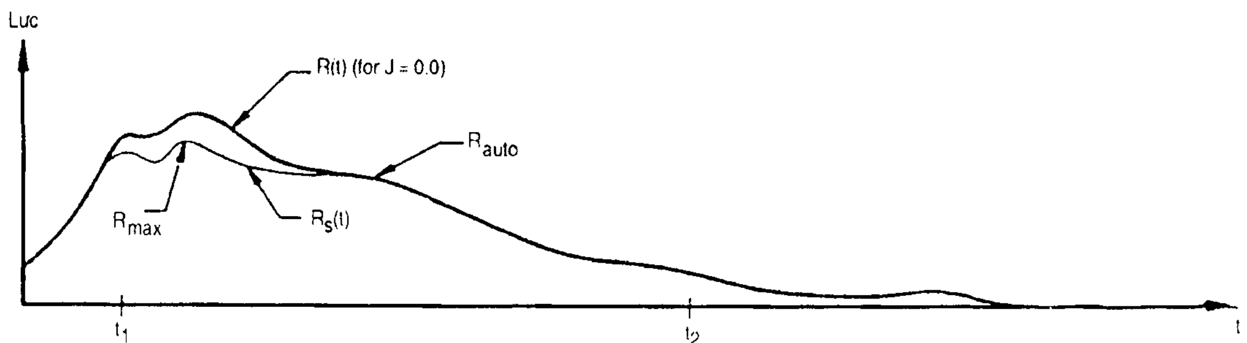
$$R_s = (1\text{-}J_c)[F_{M1} + Z_{\,UM1}] / 2 + (1 + J_c)\,[F_{M2} - Z_{\,UM2}] / 2 \quad (3\text{-}48)$$

Hằng số cản động có mối quan hệ thực nghiệm với cỡ hạt đất tại gần đáy cọc, được tính trực tiếp từ đẳng thức R_s này nếu tải trọng phá hoại đã biết, hoặc từ thử tải tĩnh, hoặc từ CAPWAP vì khi đó chỉ còn J_c là chưa biết.

Sức kháng đất tĩnh được xem xét như một hàm số của chuyển vị cọc. Với giả thiết đơn giản hoá sức kháng tĩnh tăng đàn hồi cho đến khi cọc đạt đến một chuyển vị nhất định (gọi là "quake"), sau đó giữ không đổi (dẻo) cho đến khi bắt đầu bật nẩy. Quake tiêu biểu là 2,5 mm, mặc dù đã quan sát được giá trị đến 25 mm tại mũi cọc.

Ở mỗi thời điểm t_1 bắt đầu tại đỉnh tốc độ đầu tiên, một sức kháng R_s có thể được xác định từ đẳng thức (3-48). Trong nhiều trường hợp, chuyển vị cọc tại tốc độ đỉnh đầu tiên ở bất cứ điểm nào dọc theo cọc vượt quá quake của đất, nó đảm bảo cho toàn bộ sức kháng đã được huy động. Tuy nhiên, khi xuất hiện điều kiện quake mũi lớn thì đòi hỏi một sự nén đất đáng kể để huy động được toàn bộ sức kháng. Trong trường hợp này, toàn bộ hay "R_s lớn nhất" (gọi là max) sẽ xẩy ra muộn hơn và có thể tìm được bằng cách để chậm t_1 lại sau đỉnh. Các quake mũi lớn thường quan sát được cho các cọc chuyển vị có đường kính lớn hoặc trong đất bão hoà nước. Phương pháp R_{max} cũng có thể cần nếu chuyển vị nhỏ tại đỉnh tốc độ ban đầu do năng lượng đưa vào thấp và thời gian tăng ngắn.

Nếu tốc độ mũi cọc đôi khi bằng không thì cản động mũi cũng bằng không. Do đó bất cứ sức kháng nào tại thời điểm đã cho đó là tĩnh và phụ thuộc vào hằng số cản động. Lời giải này có thể nhìn thấy ở đồ thị trên hình 3.10 tại điểm đầu tiên nơi mà các đường cong R(t) và $R_s(t)$ bằng nhau sau thời điểm t_1. Đối với các cọc có sức kháng thân bằng không hay rất nhỏ, phương pháp R_{auto} là một cách giải quyết tuyệt vời (đối với các cọc có ma sát trung bình, có thể dùng một phương pháp bổ sung (R_{a2}) để xác định sức chịu tải tuỳ theo cách lựa chọn hằng số cản động).



Hình 3.10: *Đồ thị sức kháng theo thời gian điển hình cho một cọc, cho thấy sức kháng tổng cộng R(t), sức kháng tĩnh $R_s(t)$ và các giá trị sức kháng lựa chọn khác.*

Để tính R_{auto} làm như sau: đối với các cọc có sức kháng thân nhỏ, lực, tốc độ và chuyển vị mũi cọc có thể tính trực tiếp từ các đo đạc đỉnh cọc. Lực mũi cọc F_t (do sức kháng đất) bằng :

$$F_t\,(t) = F_{Md}\,(t - L/c) + F_{Mu}\,(t + L/c) \quad (3\text{-}49)$$

Tương tự tốc độ mũi bằng :

$$u_t = [F_{Md}\,(t - L/c) - F_{Mu}\,(t + L/c)]\,/\,Z \quad (3\text{-}50)$$

Nếu u_t bằng không thì không tồn tại sức kháng cản động và do đó $F_t\,(t) = R_{auto}$ đối với $F_{Md}(t - L/c) = F_{Mu}\,(t + L/c)$. Từ đẳng thức 3-50 chuyển vị mũi trở thành :

$$u_t = \int u_t \, dt \quad (3\text{-}51)$$

Một đồ thị lực kháng tĩnh mũi - chuyển vị có thể nhận được từ F_t bằng cách trừ đi sức kháng cản động $J_c Z u_t$ và vẽ lực này theo chuyển vị tại thời điểm tương ứng.

Hiệu chỉnh (c) là cần thiết vì phương pháp Case tính sức kháng đất hoạt động đồng thời. Đối với các cọc dài có sức kháng thân đáng kể, phương pháp Case có thể dự báo thấp sức chịu tải; đặc biệt khi đỉnh cọc trước thời điểm 2L/c chuyển dịch lên trên, một vài ma sát thân có thể bị dỡ tải. Phương pháp Case cơ sở khi đó có thể được "hiệu chỉnh" bằng cách cộng thêm sức kháng đã bị dỡ tải. Thành phần động khi đó được trừ đi.

12. PHẦN MỀM CAPWAP

12.1. Giới thiệu mô hình CAPWAP

CAPWAP (Case Pile Wave Analyses Program) phối hợp các số liệu tốc độ và lực đo với phân tích phương trình sóng để thu được các tác động sức kháng đất trên thân cọc. Do các đo đạc lực và tốc độ là đầu vào mô tả đầu cọc, vì vậy không cần thiết mô hình búa và hệ thống đóng như trong một phân tích phương trình sóng.

Cọc được mô hình số bằng một seri các phân đoạn cọc. Trong phần lớn các trường hợp các đặc trưng của cọc đã biết trước. CAPWAP sử dụng các phân đoạn liên tục và đồng nhất, khác với các khối và các lò xo, như trong phương trình sóng truyền thống để mô hình hoá cọc. Việc nghiên cứu phương pháp phân tích này được thực hiện đầu tiên bởi Fischer (Thụy Điển). Cọc được chia thành một số (N_p) các phân đoạn. Mỗi phân đoạn có thể khác nhau. Đánh số phân đoạn là i, có chiều dài ΔL_i thì thời gian truyền sóng $\Delta t_i = \Delta L_i/c_i$ bằng gia số thời gian phân tích Δt.

Sau đó, một mô hình đất (giống mô hình phương trình sóng Smith) được giả thiết bao gồm sức kháng tổng cộng và sự phân bố của chúng, các hằng số sức cản động và quake. CAPWAP có thể dùng cả lực và tốc độ như đầu vào của phân đoạn đầu tiên, và thực hiện gia số thời gian tương tự như đã được sử dụng cho phân tích phương trình sóng. Chiều dài ghi được kéo dài ít nhất 20ms (ms : mili giây) sau thời gian 2L/c (L là chiều dài cọc toàn bộ dưới các đầu đo, c là tốc độ sóng ứng suất).

Nếu đo được lực đầu cọc, thì gia tốc và tốc độ có thể tính được, so sánh được với tốc độ đã đo. Gia tốc tại đỉnh cọc (phân đoạn 1) là:

$$u_1 = (F_m - F_{b1} - R_1)/m_1 \quad (3\text{-}52)$$

Ở đây F_m là lực đã đo được, F_{b1} là lực dưới phân đoạn 1; R_1 là sức kháng của đất trên phân đoạn 1, và m_1 là khối lượng của phân đoạn 1. Nếu biết gia tốc thì có thể tính được lực theo :

$$F_1 = F_{h1} + R_1 + u_1 m_1 \quad (3\text{-}53)$$

Tiến hành so sánh các ứng xử đầu cọc đo được và tính được sẽ có kết luận sau :

a. Từ khoảng thời gian giữa va chạm và 2L/c sau va chạm sẽ xác định được sự thay đổi trong phân bố sức cản.

b. Từ khoảng thời gian ngay sau khi phản xạ của sóng ứng suất từ mũi cọc, tác động của sức cản động được tách khỏi sức cản tĩnh của đất.

c. Từ phần ghi sau đó, sẽ xác định được các quake chất tải và dỡ tải.

Có thể cải thiện các thông số của đất theo cách khác, một chương trình tự động đã được viết từ đầu những năm 1970 và làm việc rất tốt cho những cọc có chiều dài nhỏ hơn 30 m. Ngày nay, những bước cần thiết được một kỹ sư thực hiện khi sử dụng máy vi tính để tính toán, cộng với kinh nghiệm của anh ta về cơ học sóng và sự làm việc của đất để quy định đầu vào. Quá trình nửa tự động này tránh được khó khăn vượt quá bộ nhớ của máy tính.

Bản CAPWAP mới nhất hiện nay còn bao gồm một phần mềm dò tìm tự động tỷ mỉ để nhận được lời giải không cần giao tiếp với người sử dụng. Việc tự động hoá này, có thể tìm được lời giải trên máy tính cá nhân cho các cọc trên đất đặc trưng trong vòng ít hơn 5 phút. Do đó người kỹ sư có thể xem xét các kết quả và tiến hành các hiệu chỉnh nếu cần thiết.

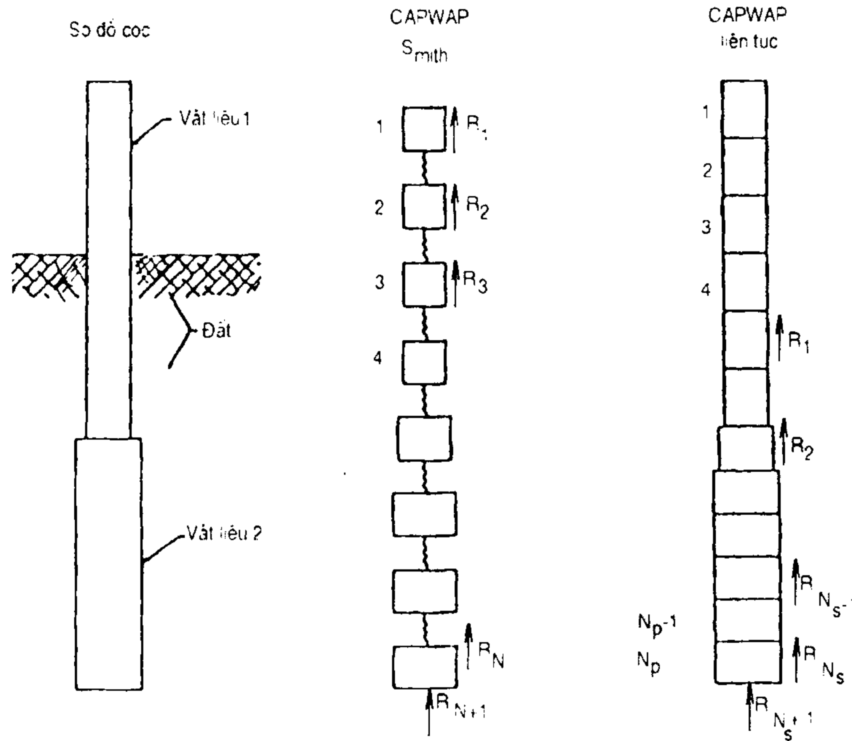
12.2. Mô tả trình tự CAPWAP

Các kết quả CAPWAP được dựa trên "sự phù hợp tốt nhất có thể được" giữa các giá trị đầu cọc tính toán được và các giá trị tương đương đo được của chúng. Khi sự phù hợp ấy là tối ưu thì việc phân tích kết thúc. Khi sự phù hợp giữa hai giá trị đó chưa đạt yêu cầu thì quá trình thay đổi các thông số sức cản đất và kèm theo là việc tính toán các giá trị đầu cọc sẽ được lặp lại. Cùng thời điểm đó số nhát búa đo và tính được sẽ được kiểm tra. Có thể xẩy ra việc các kết quả không đáng tin cậy nếu sự phù hợp đó kém.

(A) Mô tả khái quát mô hình cọc

Cọc được chia thành các phân đoạn có chiều dài $\Delta L = 1$ m. Người sử dụng có thể thay đổi chiều dài phân đoạn. Các chiều dài của từng phân đoạn được tính toán sao cho thời gian truyền sóng của tất cả các phân đoạn là bằng nhau. Đối với cọc làm bằng các vật liệu khác nhau cần đạt được yêu cầu đó khi các phân đoạn có chiều dài khác nhau.

Giả thiết rằng cọc được chia thành các phân đoạn có tiết diện ngang đồng nhất (xem hình 3.11). Trong mô hình Smith, N là số của các phân đoạn cọc và các lực cản ma sát, trong mô hình liên tục N_P là số những phân đoạn cọc và N_S là số của lực cản ma sát.



Hình 3.11: Mô hình cọc liên tục và kiểu Smith

Mỗi phân đoạn i có chiều dài ΔL_i, như vậy thời gian truyền sóng Δt_i bằng gia số thời gian phân tích Δt (trong cách mô tả này, ký hiệu Δ có ý nghĩa gia số hữu hạn). Do vậy các đặc trưng của cọc E_i, ρ_i (mô dun đàn hồi, mật độ) tốc độ sóng c_i của phân đoạn i là :

$$c_i = \sqrt{E_i / \rho_i} \tag{3-54}$$

Lưu ý rằng c_i, E_i và ρ_i có thể là các đặc trưng trung bình trên toàn chiều dài của phân đoạn nếu các đặc trưng đó thay đổi trong gia số chiều dài tương ứng ΔL_i.

$$\Delta L_i = \Delta t.\ c_i \tag{3-55}$$

Do mỗi phân đoạn cọc là đồng nhất và đàn hồi tuyến tính, biên độ của sóng đi xuống $F_{i,j}$ tại thời điểm j, tại đầu của phân đoạn i, sẽ bằng sóng tại cuối của phân đoạn đó ở thời điểm j + 1.

Đối với các cọc tiết diện thay đổi, phản xạ xảy ra tại các mặt tiếp xúc giữa các phân đoạn có các đặc trưng khác nhau. Đồng thời, các lực cản và mũi cọc gây ra sóng phản xạ đi ngược lên. Trong phân tích đã ghi nhận sự lan truyền của cả hai sóng đi lên và đi xuống . Thực hiện cộng tác dụng hai loại sóng đó tuân theo cơ học sóng cơ sở sẽ có được các lực và tốc độ tại các biên trên, hoặc biên dưới của một phân đoạn. Tốc độ u_i tích phân được sẽ tìm ra chuyển vị u_i của phân đoạn i.

(B) Mô hình đất

(B_1) Các quan hệ cơ sở

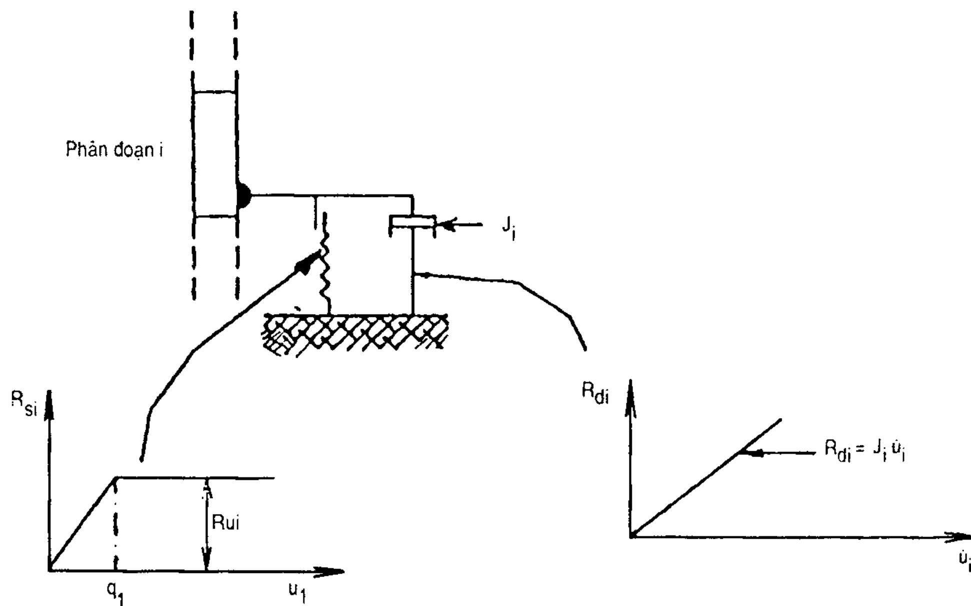
Chuyển vị và tốc độ của một phân đoạn cọc đối với đất (Lưu ý : trong cách tiếp cận cơ sở của Smith, đất được xem là cố định) là cơ sở để tính các lực cản của đất. Mô hình đất Smith bao gồm một lò xo đàn dẻo và một tụ tuyến tính. Như trên hình 3.12, tại phân đoạn cọc i, lực cản đất được mô hình hoá bởi ba thông số : lực cản giới hạn R_{ui}; quake q_i và hệ số sức cản động nhớt J_i. Sức chịu tải tĩnh tổng cộng R_{ut} là tổng của tất cả R_{ui}. Lực cản tổng cộng (tĩnh cộng động) R_i tại phân đoạn i được tính theo :

$$R_i = R_{si} + R_{di} \quad (3\text{-}55)$$

Ở đây :

R_{si} và R_{di} là các sức kháng đất tĩnh và động thay đổi theo thời gian tại phân đoạn i.

Các lực cản đất có thể tác động tại từng phần đoạn cọc : Ngoài ra, do các phân đoạn cọc thường ngắn đối với phương pháp CAPWAP, có thể cần một phần tử cản đất tại cuối của phân đoạn cọc cho sức chịu mũi và một phần tử cản đất tại mỗi phân đoạn cọc thứ hai. Đồng thời các phân đoạn đất chỉ cần đánh dấu cho phần cọc chôn trong đất. Do vậy số các phân đoạn cọc N_p có thể khác với số các phần tử cản ma sát N_s. Nghiên cứu một phần tử đất k tại phần tử cọc i. Khi biết tốc độ phần tử cọc u_i và chuyển vị u_i và hệ số sức cản động nhớt J_k thì lực cản thứ k là :



***Hình 3.12:** Mô hình lực cản đất Smith*

(Mô hình sức cản động nhớt thay cho sức cản động Smith chặt chẽ).

$$R_k = R_{sk} + J_k\,(u_i) \quad (3\text{-}56)$$

Với lực cản tĩnh :

$$R_{sk} = K_{sk}\,u_i \quad (3\text{-}57)$$

Và $$R_{nk} \le R_{sk} \le R_{uk} \quad (3\text{-}58)$$

Trong phần sau sẽ nêu định nghĩa của các giá trị này.

(B_2) Dỡ tải và tái chất tải

Lực cản tĩnh thấp hơn được giới hạn (hoặc âm, lực cản giới hạn) trong phương trình (3-58) là :

$$R_{nk} = -U_n R_{uk} \tag{3-59}$$

Với $$0 \leq U_n \leq 1 \tag{3-60}$$

Lưu ý rằng U_n luôn luôn bằng không cho lực cản mũi cọc. mô hình phương trình sóng lực cản tĩnh của Smith đối với lực cản thân cọc giả thiết rằng khi bật nẩy và dâng lên (hoặc âm) sức chịu tải có thể đạt tới như biên độ của lực cản thân cọc chịu nén giới hạn. Kinh nghiệm nhiều năm trong phù hợp tín hiệu CAPWAP cho thấy giả thiết này không đúng (Lưu ý rằng "Lực cản âm" này không quan hệ gì với thuật ngữ địa kỹ thuật "ma sát âm" xẩy ra khi đất cố kết chuyển dịch tương đối xuống phía dưới so với cọc).

Sự dỡ tải hoặc hệ số mức độ âm U_n (trong CAPWAP gọi là "UNId") có thể lấy giá trị trong khoảng 0 và 1, gồm cả các giá trị đó, cho thân cọc. UNId = 1 tương ứng với giả thiết ban đầu của Smith còn khi UNId = 0 ngụ ý rằng không tồn tại lực cản thân cọc âm. Như vậy, lực cản thân cọc dâng lên giới hạn là tích số của UNId và lực cản giới hạn dương tại bất cứ phân đoạn nào. UNId được giả thiết không đổi dọc theo thân cọc. Khi đóng dễ, UNId không có ảnh hưởng (không có bật nảy lên). Khi đóng khó, UNId có thể chọn thấp bằng 0, ảnh hưởng của UNId dễ dàng quan sát được trong phần sau của số liệu. Các giá trị thấp hơn có xu hướng tăng phần sau của đường cong tính toán được.

Giá trị K_{sk} trong phương trình (3-57) là độ cứng đất của lực cản thứ K. Đối với các tốc độ dương (hướng xuống).

$$K_{sk} = R_{uk}/q_k \tag{3-61}$$

Với q_k là quake chất tải thực tế. Quake ma sát thành bên q_k (QSK_n là tên thực tế của giá trị này trong CAPWAP) không có thể bằng không (trường hợp dẻo lý tưởng) do lý do ổn định phương pháp số. Chúng cũng không được vượt quá chuyển vị phân đoạn cọc lớn nhất hoặc có thể gây ra sự tác động không hoàn toàn của lực cản.Các quake ma sát thành bên lớn có xu hướng làm cho lực cản giữ được dài hơn và do đó đường cong lực tính toán giữ được cao hơn, dài hơn trong số liệu đối với các giá trị quake cao hơn. Các quake ma sát thành bên lớn còn làm chậm sự hoạt động của lực cản, do đó đã tính được nhiều lực cản hơn đối với các phân đoạn phía trên khi các quake ma sát thành bên đã được lấy lớn hơn. Kinh nghiệm và các thí nghiệm trong phòng nói chung đã cho thấy các quake ma sát thành bên tương đối nhỏ và giá trị 0,25 cm trong phương trình sóng truyền thống thường là giá trị tốt nhất.

Quake ở mũi cọc (QToe) được CAPWAP xác định là một thông số rất biến động tuỳ thuộc vào cả kích thước cọc và điều kiện đất, quake ở mũi cần nhỏ hơn chuyển vị mũi cọc để lực cản ở mũi hoạt động hoàn toàn.

Đối với các tốc độ cọc âm (chuyển động lên trên, bật nảy) một quake sửa đổi được tính theo :

$$q_{km} = q_{uk}/q_{km} \quad (3\text{-}62)$$

Và độ cứng :

$$K_{sk} = R_{uk}/q_{km} \quad (3\text{-}63)$$

Hệ số quake ma sát dỡ tải C_k (CSK_n) được dùng để chỉ giá trị quake ma sát dỡ tải thấp hơn so với quake chất tải. Hệ số 1,0 được đặt trước để tạo ra các quake chất tải và dỡ tải bằng nhau như trong mô hình phương trình sóng Smith tiêu chuẩn. Cùng giá trị đó áp dụng cho mọi quake ma sát. Quake dỡ tải thực tế (bằng CSK_n nhân QSK_n) không có thể bằng không vì lý do phương pháp số . Giống như quake chất tải, một quake dỡ tải thấp sẽ gây ra mất tải sớm và do đó lực tính được tại cuối nhát đập sẽ bị thấp. Đối với các cọc ma sát dài, sự dỡ tải có thể xảy ra trước 2L/c và CSK_n khi đó có thể ảnh hưởng đến sự phân bố lực cản.

Một hệ số (CToe) có thể được quy định để giảm quake dỡ tải của lực cản ở mũi. Hệ số này có thể lớn hơn không và nhỏ hơn hoặc bằng 1,0. Có thể có ngoại lệ khi cần có khoảng hở ở mũi (TGap). Khi đó quake dỡ tải có thể lớn bằng tổng của quake mũi và khoảng hở ở mũi. Do đó hệ số dỡ tải tại mũi có thể lớn bằng (TGap + QToe)/ QToe.

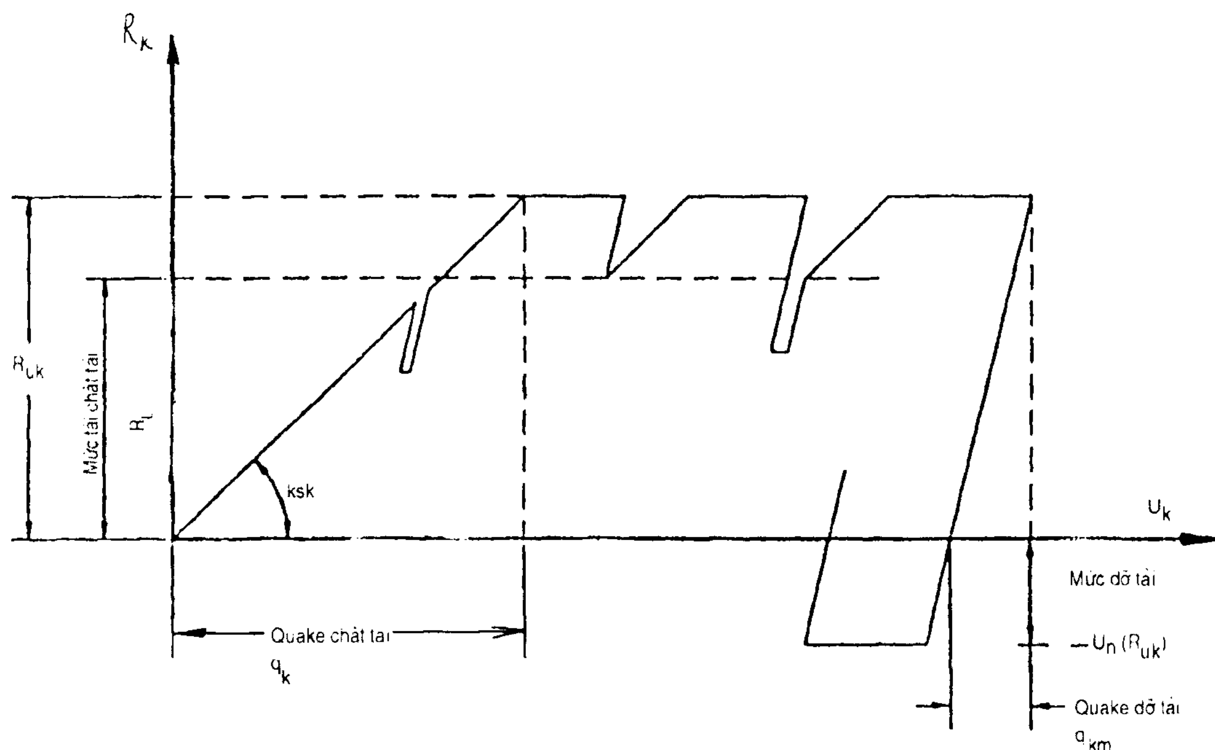
Cách tiếp cận mô hình cơ sở này đối với lực cản tĩnh được mở rộng bằng một phương án "tái chất tải". Phương án này quy định một quake chất tải trong một chu kỳ chất tải thứ hai hoặc muộn hơn. Phương án này trong thuật toán Smith không cần thiết vì ở đây không có sự phân chia các quake dỡ tải (các độ cứng chất và dỡ tải là bằng nhau). Phương án mới này có thể nói như sau :

" Dưới mức tái chất tải, độ cứng đất bằng độ cứng đất khi dỡ tải trong chu kỳ chất tải thứ hai hoặc muộn hơn (trong quá trình phân tích)"

Mức chất tải này (LSK_n và LToe) nói chung ít có ý nghĩa. Ảnh hưởng chỉ xuất hiện ở phần sau của số liệu. Hơn nữa tốc độ của phân đoạn có lực cản thân cần phải có ít nhất một giá trị dương, âm và lúc đó dương tiếp theo, có hệ số giảm dỡ tải để có được ảnh hưởng. Hình 3.13 mô tả quan hệ lực cản tĩnh toàn bộ đối với biến dạng đất.

(B_3) Gap và Plug

Theo kinh nghiệm về sự phù hợp của CAPWAP cần có sự mở rộng khác đối với quy luật lực cản đất Smith cho mũi cọc. Đối với các cọc tựa trên lớp đất rất cứng, một khoảng hở (TGap) giữa mũi cọc và đất đôi khi tồn tại. Nó gây ra lực cản kiểu biến dạng cứng, có nghĩa là cọc chuyển dịch qua khoảng hở này thì lực cản tĩnh ở mũi chỉ còn bằng không. Nó chỉ bắt đầu tăng tuyến tính khi chuyển vị mũi cọc vượt quá khoảng hở trên. Tổng số khoảng hở mũi (gap) và quake ở mũi cần phải nhỏ hơn chuyển vị mũi cọc lớn nhất xảy ra trong quá trình 1 nhát búa.



Hình 3.13: Lực cản tĩnh thân cọc

Lực cản tĩnh của đất quan hệ với khoảng hở ở mũi g_i bằng :

$$R_{sk} = K_{sk}(U_i - g_i) \tag{3-64}$$

Đối với $g_i < U_i$ (3-65)

Khi K bằng $N_s + 1$ (mũi cọc) và i bằng N_p ,R_{sk} bằng không đối với các chuyển vị nhỏ hơn khoảng hở ở mũi và bằng R_{uk} đối với các chuyển vị lớn hơn tổng số gap và quake ở mũi. Khi dỡ tải, lực cản mũi theo quake dỡ tải.

Một khoảng hở thường được mô phỏng tồn tại với một quake lớn, cho phép xảy ra lực kéo lớn khi tồn tại lực cản cao. Ảnh hưởng của việc dùng gap nói chung rất cục bộ đối với thời điểm trong vòng 2L/c sau va chạm. Trong các phân tích phương trình sóng truyền thống, quake ở mũi sẽ bằng tổng của gap và quake ở mũi.

Một Plug hoặc khối đất tại mũi cọc được dùng trong sự phát triển của CAPWAP để "trang trí" cho sự phù hợp. Trong CAPWAP khối đất tác động như một lực cản bên ngoài, bị động hơn là một sự thay đổi thực tế trong mô hình cọc. Do đó, lực cản khối đất (R_{Mj}) tại thời điểm j, tác động tại mũi cọc là :

$$R_{Mj} = W_S(u_{bj} - u_{bj-1}) / (gdt) \tag{3-66}$$

Ở đây W_s là trọng lượng đất, u_b là tốc độ mũi cọc, g là gia tốc trọng trường và dt là gia số thời gian tính toán. Hình 3.14 mô tả mối quan hệ giữa lực cản tĩnh và chuyển vị

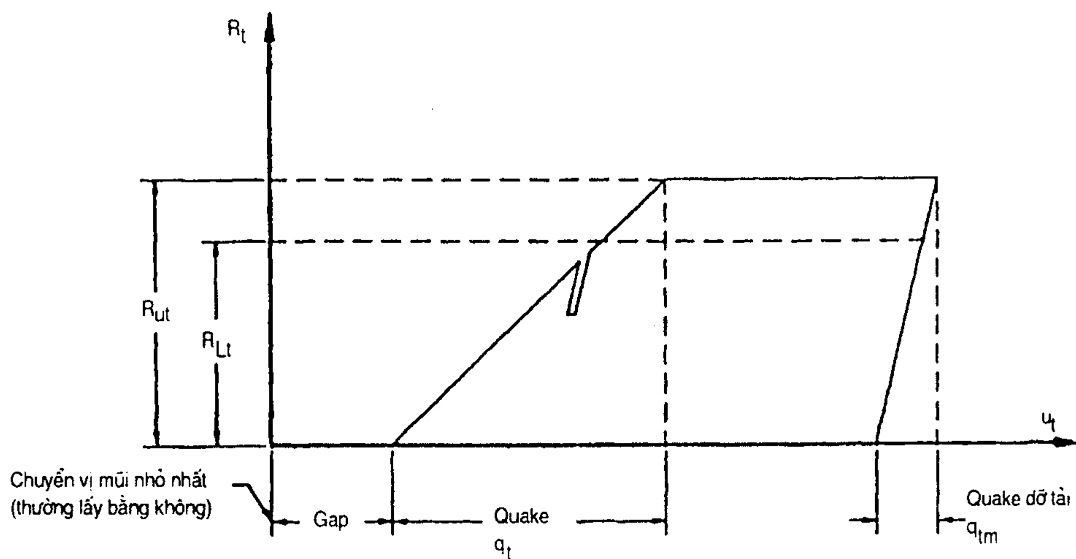
mũi cọc. Lưu ý rằng, mức tái chất tải (LToe) có thể được quy định, còn mức dỡ tải ở mũi luôn luôn bằng không.

(B_4) Sức cản động

Các lực nhớt (là hàm của tốc độ) cũng chống lại sự xuyên của cọc. Theo định nghĩa của phương trình sóng Smith truyền thống

$$R_{di} = j_{si}\, u_i\, R_{si} \qquad (3\text{-}67)$$

Do vậy, lực cản động R_{di} phụ thuộc vào cả tốc độ phần tử u_i và lực cản tĩnh tạm thời của phân đoạn R_{si} bằng một hệ số sức cản động Smith có thứ nguyên j_{si} đối với phần tử i. Tuy nhiên, để thuận tiện hơn trong sự phù hợp CAPWAP dùng hệ số nhớt tuyến tính.



Hình 3.14: *Lực cản tĩnh ở mũi*

$$R_{di} = j_{vi}\, u_i \qquad (3\text{-}68)$$

Khác với các giá trị Smith chúng có thể lấy không phụ thuộc vào lực cản tĩnh. Việc tính lại các hệ số sức cản động Smith từ các hệ số nhớt J_v có thể được một cách gần đúng (bằng cách đặt $R_{si} = R_{ui}$) khi dùng :

$$j_{si} = J_{vi} / R_{ui} \qquad (3\text{-}69)$$

Để tránh việc phải xét đến các thông số sức cản động nhớt riêng rẽ, hệ số sức cản động ma sát Case j_i đã được định nghĩa là tổng không thứ nguyên (kiểu phương pháp Case) của các hệ số sức cản động nhớt.

$$j_c = S_{um}\,(J_{vi}) / Z \qquad (3\text{-}70)$$

Ở đây Z là trở kháng cọc. Hệ số sức cản động ma sát Case J_c (JSK_n như CAPWAP đã xác định trong nhập số liệu) có thể quy định như một đại lượng không thứ nguyên. Nó có thể gần bằng không (mặc dù rất không phổ biến) và lớn nhất đã quan sát được là 3.

Tuy nhiên, không có lý do để JSK_n không có thể cao hơn đối với cọc dài có trở kháng thấp, nhưng không có phân đoạn nào có hệ số sức cản động Case lớn hơn 1,0. Vì vậy một giới hạn trên tuyệt đối của sức cản động ma sát Case là N_s, số các phần tử đất.

Cách tiếp cận sức cản động của đất theo Smith thích hợp hơn sự chỉ dẫn sức cản động so với cách tiếp cận sức cản động theo Case vì nó có liên quan đến lực cản tĩnh của đất. Vì lý do đó giá trị sức cản động ma sát theo Smith J_{si} (SSK_n) được tính và trình diễn trong CAPWAP. Từng thời điểm jSK_n nhớt được đưa vào, giá trị SSK_n theo Smith sẽ được tính toán lại. SSK_n cũng có thể được đưa vào và giá trị tương ứng jSk_n sẽ được tính, tuy nhiên bất cứ sự thay đổi tiếp theo nào của lực cản đất sẽ làm thay đổi SSk_n nhưng giá trị mới JSK_n giữ nguyên không đổi. Chỉ dẫn cho các giá trị sức cản động ma sát Smith là nhỏ nhất là 0,075 s/m và lớn nhất là 1 s/m. Tuy nhiên, đôi khi cũng quan sát được các giá trị nhỏ hơn hoặc lớn hơn.

Tương tự đối với mũi cọc ta có một hệ số sức cản động mũi cọc theo Case.

$$J_{tc} = J_{v,n+1}/Z \tag{3-71}$$

Ở đây "n + 1" chỉ phần tử mũi cọc, n là tổng số các phân đoạn cọc. Sức cản động mũi cọc cũng có thể được quy định hoặc theo Case j_t (Jtoc), hoặc theo Smith (SToe), giá trị sức cản động mũi cọc lớn nhất theo Case không vượt quá 1.

Các giá trị sức cản động mũi cọc theo Smith được kiến nghị tương tự như các giá trị sức cản động ma sát theo Smith.

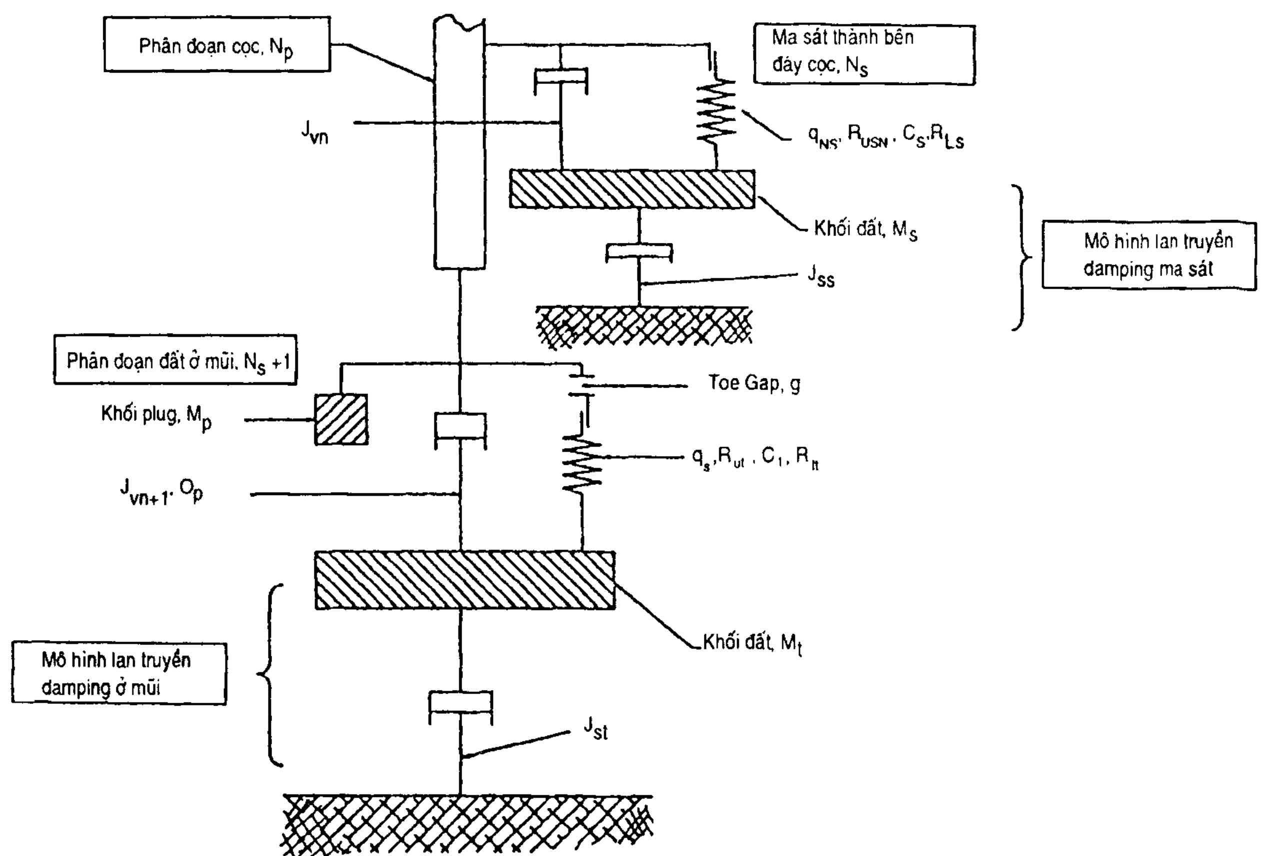
Trong sự phù hợp CAPWAP quan sát được cho thấy mô hình sức cản động nhớt tuyến tính tốt hơn so với cách tiếp cận của Smith ở phương trình (3.67) đối với thân cọc. Nó cũng thường tốt hơn đặc biệt khi lực cản tác động tại 2L/c thấp. Một phương án cho kiểu sức cản động mũi (OPtd) có thể được chọn hoặc như nhớt tuyến tính (OPtd = 0), Smith (1) hoặc sự phối hợp (2) của nhớt trước và Smith sau khi lực cản mũi giới hạn lần đầu tiên hoạt động toàn bộ. OPtd theo phương án 1 và 2 thường quan sát thấy khi quake mũi là tương đối cao hoặc có khoảng hở ở mũi cọc.

***(B_5)** Lan truyền sức cản động*

Trước đây đã giả thiết mô hình lực cản của đất kiểu Smith nghiên cứu chuyển động của cọc chỉ để tính toán các lực cản. Tất nhiên chúng ta nhận thức được rằng cọc tạo ra một lực trong đất, nó làm cho đất chung quanh cọc cũng chuyển dịch. Sự chuyển dịch của đất có thể đặc biệt quan trọng khi chuyển động của cọc nhỏ đến mức thực tế không xảy ra phá hoại trượt. Một ví dụ là cọc trên đá cứng. Do cọc sinh ra một lực nén chống lại đá, sóng hình thành trong đá và lực cản đất xuất hiện sẽ là một hàm của tốc độ hơn là của chuyển vị. Ví dụ đó giải thích tại sao chúng ta nói về "lan truyền sức cản động" (năng lượng được lan truyền đi hơn là bị tiêu hao cho cắt đất)và tại sao dùng một khối lượng và một tụ để thay thế cho các liên kết đất cứng của mô hình Smith.

Do cọc chiếm chỗ, phần đất bao quanh thân cọc cũng bị chuyển dịch, đặc biệt là trong vùng trượt. Một ví dụ là cọc khoan với bề mặt gồ ghề đặt trong đất dính. Một trường hợp là khi quan sát được ma sát lớn trong 2L/c đầu tiên, nhưng lực cản tổng cộng đã xuất hiện sau 2L/c là bé. Trường hợp đó là kết quả bình thường khi lực cản tĩnh bé nhưng sức cản động lớn gây nên giá trị sức cản động thân cọc theo Smith vượt quá 1/3 m/s. Điều đó, làm một số tác giả cho rằng (Liksin và những người khác 1992) cần phải sử dụng mô hình lan truyền sức cản động để thể hiện chuyển dịch của đất trong những trường hợp như vậy để thu được sự so sánh hợp lý với thử tải tĩnh bằng cách giới hạn hệ số sức cản động Smith cực đại thân cọc đến 1,3 m/s.

Hình 3.15 trình bầy mô hình lực cản khối lượng - tụ - lò so kiểu Smith cho cả thân và mũi cọc. Tất nhiên, có thể xẩy ra việc cọc không đủ khả năng chịu bất cứ tải trọng tĩnh nào nếu tụ đỡ của đất có hệ số sức cản động nhỏ hơn không giới hạn (mặt khác một vùng độ sâu vô hạn có thể chịu chuyển vị vô hạn dưới bất kỳ tải trọng nào). Điều phi lý đó có thể được giải quyết bằng giả thiết các hệ số sức cản động J_{ss} hoặc J_{st} của đất chống đỡ là nhỏ hơn vô hạn chỉ khi xẩy ra hiện tượng động.



***Hình 3.15:** Mô hình lực cản đất thân (a) mũi (b) Smith mở rộng*

Khối đất đỡ thân cọc M_s và tụ J_{ss} xuất hiện để tạo một mô hình tốt cho việc sóng hao tán năng lượng trong mặt tiếp xúc cọc - đất, mà nó không phải đàn - dẻo ..., không trượt. Các phương trình điều khiển u và u được thay bằng các giá trị tương đối đo u_r và u_r. Sự chuyển dịch của khối đất dỡ (tốc độ u_{ss}, chuyển vị u_{ss}) được tính toán đơn giản theo :

$$u_{ss,j} = u_{ss,j-1} + (R_s \pm u_{ss,j-1}J_{ss}) / (J_{ss} + M_s/\Delta t) \quad (3\text{-}72)$$

Và

$$u_{ss,j} = u_{ss,j-1} + (u_{ss,j-1}) \Delta t \quad (3\text{-}73)$$

Khi đó :

$$u_{r,j} = u_{t,j} - u_{ss,j} \quad (3\text{-}74)$$

Và

$$u_{r,j} = u_{t,j} - u_{ss,j} \quad (3\text{-}75)$$

Khi áp dụng mô hình lan truyền mũi được kiến nghị như sau :

*Khối đất đỡ mũi M_t (MToe) làm chậm ảnh hưởng của tụ (lan truyền) đất mũi cọc, J_{st} (BTdp). Một giá trị xuất phát kiến nghị sẽ được tính toán từ khối đất bên dưới mũi cọc cho đến độ sâu bằng 3 lần đường kính cọc. Giá trị tụ đất đỡ mũi cọc J_{st}(BTdp) được áp dụng thuận tiện cho những cọc không cắm vào trong đất hoặc đá. Thường thường BTdp bằng không (CAPWAP khi đó bằng vô hạn). Nếu nó không bằng không do có lan truyền sức cản động tại mũi cọc , thì nó có thể bằng 0,2 (giá trị này đã được quy định theo các đơn vị EA/c của cọc).

*Tụ ma sát đất J_{ss} (SKdp) thường được dùng để mô hình hoá sự chuyển dịch của đất dọc theo thân cọc. Nếu giá trị SKdp bằng không thì CAPWAP sẽ xác định một tụ cứng vô hạn (đất không chuyển dịch : sử dụng mô hình Smith). Giá trị nhỏ đến 0,02(theo đơn vị EA/c của cọc) đã quan sát được mặc dù giá trị xuất phát đã kiến nghị là 1,0 và các giá trị khoảng 0,2 đến 0,1 là khá thấp. Các giá trị rất lớn có thể chấp nhận được, nhưng chúng làm giảm tính hiệu quả của phương pháp này.

(C) Thuật toán truyền sóng

(C_1) Cọc đồng nhất

Đối với các đặc trưng thay đổi của cọc E_i, ρ_i (mô đun đàn hồi, mật độ lấy trung bình trên toàn bộ chiều dài phân đoạn), tốc độ sóng của một phân đoạn là :

$$C_i = (E_i / S_i)^{1/2} \quad (3\text{-}76)$$

Khi sử dụng trở kháng :

$$Z_i = (E_i A_i) / c_i \quad (3\text{-}77)$$

Ở đây A_i là diện tích tiết diện ngang trung bình của phân đoạn i, sóng truyền xuống phía dưới F_{di} tại phân đoạn i có thể tính được từ :

$$F_{di} = [F_i (t) + Z_i u_i (t)]/2 \quad (3\text{-}78)$$

Tại thời điểm bất kỳ j cả hai sóng lên và xuống $F_{u,i,j}$ và $F_{d,i,j}$ là tồn tại trong phân đoạn i. Đối với 2 phân đoạn kề cạnh có cùng các đặc trưng :

$$F_{u,i,j+1} = F_{u,i+1,j} \tag{3-79}$$

Và :

$$F_{d,i,j+1} = F_{d,i-1,j} \tag{3-80}$$

(C_2) Cọc không đồng nhất

Nếu các đặc trưng tiết diện ngang thay đổi giữa các phân đoạn i và i + 1 thì khi đó trở kháng cọc Z_i phải xét đến sự phản xạ. Trở kháng như trước đây đã nêu.

$$Z_i = (E_i\ A_i)/\ c_i \tag{3-81}$$

Ở đây A_i là diện tích tiết diện ngang của phân đoạn i.Khi định nghĩa.

$$Z_{r,i} = Z_i\ /\ (Z_i + Z_{i+1}) \tag{3-82}$$

Và :

$$Z_{s,i-1} = Z_i\ /\ (Z_i + Z_{i-1}) \tag{3-83}$$

Các giá trị sóng mới của gia số thời gian tiếp theo cũng chịu ảnh hưởng của lực cản tổng cộng R_i (tĩnh và động) tại phần tử i và được xác định theo :

$$F_{u,i,j+1} = Z_{r,i}\ [2F_{u,i+1,j} - F_{d,i,j} + R_i] + Z_{s,i+1}\ F_{d,i,j} \tag{3-84}$$

$$F_{u,i,j+1} = Z_{s,i}\ [2F_{d,i-1,j} - F_{u,i,j} - R_i] + Z_{r,i-1}\ F_{u,i,j} \tag{3-85}$$

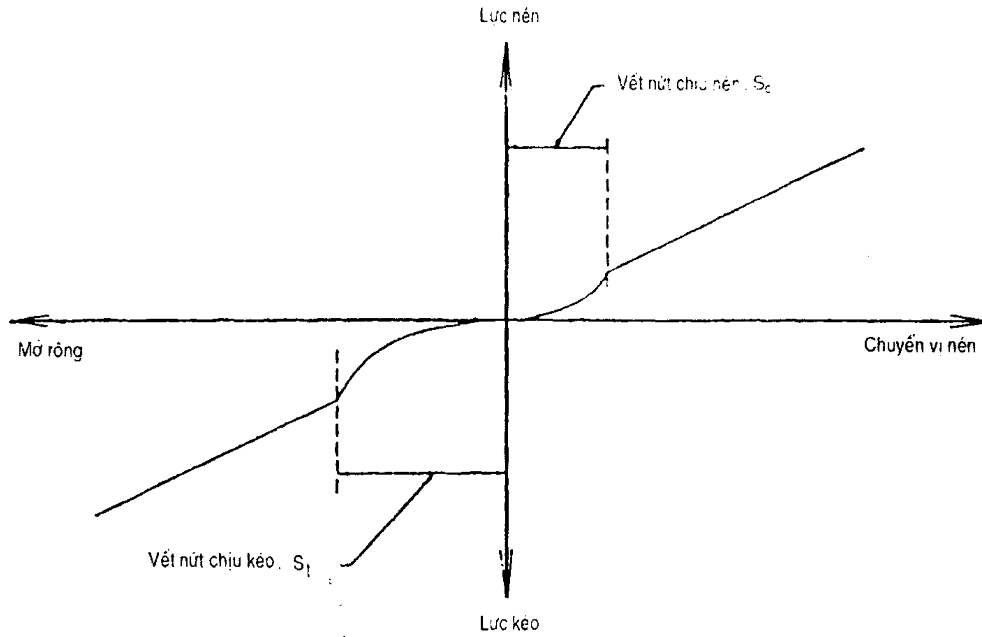
(C_3) Vết nứt cọc

Mô hình cọc có thể gồm các vết nứt dùng cho việc mô hình hoá mối nối hay gẫy cọc. Về nguyên tắc, một chỗ gẫy có thể gây phản xạ hoàn toàn nếu nó mở và có thể truyền sóng nếu nó đóng. Nó có thể truyền cả sóng kéo và sóng nén sau lực kéo S_t và nén S_c, khi hạn chế vết nứt, chuyển vị tương đối u_{fr} sẽ được truyền đến hai phân đoạn kề cận vết nứt. Do vậy quy luật vết nứt cơ sở có thể được hình thành theo lý lẽ : các sóng chỉ được truyền nếu $u_r < S_t$ và $u_r > S_c$ nếu các chuyển vị kéo được xem là âm.

Đáng tiếc, mô hình vết nứt đơn giản đó không thể hiện tính thực tế đầy đủ để phản ánh được ứng xử của các vết nứt và gẫy thực tế. Do đó mô hình này đã được sửa đổi để xét đến việc một số lực luôn có thể truyền qua vết nứt hoặc mối nối (có nghĩa là do việc có cốt thép, các vết nứt chỉ bao trùm một phần của tiết diện, hoặc sự phân phối không hoàn hảo khác). Hai mô hình đã được xây dựng trong phần mềm này.

Đầu tiên là mô hình vết nứt hoàn toàn nhẵn WEAP. Hai tiết diện ngang sát với khoảng nứt đã được quy định, các lực được truyền tăng cho đến khi đạt đến lực của các tiết diện liên tục như trên hình 3.16. Mô hình này có thể biểu diễn như sau:

$$F_{u,i,j} = (-F_{d,i,j-1} + R_i/2)\ (1 - r) + (F^*_{u,i,j})r \tag{3-86}$$



Hình 3.16: *Mô hình vết nứt*

Với r = Δd/S ở đây Δd là chuyển vị tương đối hiện tại, và S là vết nứt kéo hoặc nén. Ký hiệu $F^*_{u,i,j}$ là sóng đi lên được tính cho một tiết diện không gẫy. Lưu ý rằng r sẽ lớn hơn 0,2 đối với nén, nhưng không có thể vượt quá 1. Đối với sóng đi xuống tương ứng có :

$$F_{d,i+1,j} = (-F_{u,i+1,j-1} - R_i/2)(1 - r) + (F^*_{d,i+1,j})\, r \quad (3\text{-}87)$$

Trong mô hình thứ hai khi các vết nứt nén hoặc kéo, S_c hoặc S_t, xẩy ra lớn hơn giá trị "10", khi đó chúng được giải thích như là các lực vết nứt lớn nhất F_s (kéo hoặc nén tuỳ theo kiểu nứt đã được quy định). Khi đó các phương trình sau đây cho phép xét đến các vết nứt mở hoàn toàn với các lực không đổi nhỏ nhất giữa 2 tiết diện kề nhau.

$$F_{u,i,j} = -F_{d,i,j-1} + R/2 + F_S \quad (3\text{-}88)$$

Và

$$F_{d,i+1,j} = - F_{u,i+1,j-1} - R/2 + F_S \quad (3\text{-}89)$$

(C_4) Sức cản động của cọc

Sức cản động của vật liệu bên trong cọc có thể xét đến (mặc dù về cơ bản là không cần thiết vì lý do ổn định số) bằng cách tính sự thay đổi của sóng và sự giảm sóng mới bằng một phần quy định P_p : Do đó :

$$F^*_{u,i,j} = F_{u,i,j} - P_p (F_{u,i,j} - F_{u,i,j+1}) \quad (3\text{-}90)$$

$$F^*_{d,i,j} = F_{d,i,j} - P_p (F_{d,i,j} - F_{d,i,j-1}) \quad (3\text{-}91)$$

Dấu * chỉ giá trị sóng đã xét đến sức cản động. Giá trị sức cản động của cọc P_p (Plld) có thể được dùng để vi chỉnh sự phù hợp. Tuy vậy cần phải thử. Ví dụ, sức cản động cọc

thép nói chung là thấp và Plld không được vượt quá 0,01 đối với cọc thép. Đối với cọc bê tông cốt thép Plld bằng 0,02. Gỗ đòi hỏi giá trị lớn hơn một chút. Đối với cọc rất dài cần giảm sức cản động vật liệu. Lưu ý hệ số sức cản động này của sóng ứng suất sẽ gây ra sự trễ nhẹ phản hồi trở lại của sóng ứng suất.Nói chung, Plld được coi như một giá trị cố định dựa trên cơ sở vật liệu cọc và do vậy không coi là ẩn số trong quá trình CAPWAP.

(C_5) Các giá trị đầu cọc (kiểu phân tích)

Tại đầu cọc, các lực $F_{m,j}$ toạ độ $U_{m,j}$, hoặc sóng xuống $F_{d,m,j}$ đã được xác định trước (m tức "đã được đo") tại thời điểm j. Khi đó giá trị tính toán bổ sung (c tức "đã được tính toán") là :

$$F_{c,j} = Z_1 U_{m,j} + 2F_{u,i,j-1} \quad (3\text{-}92)$$

Hoặc

$$U_{c,j} = [F_{m,j} - 2F_{u,i,j-1}]/Z_1 \quad (3\text{-}93)$$

Hoặc sóng đi lên tính toán là kết quả trực tiếp của phân tích liên tục (sóng đi lên tính toán là sóng đi lên tại phân đoạn đầu tiên).

Việc lựa chọn "kiểu phân tích" (ANat) do người sử dụng làm. Sự phù hợp sóng lên có thuận lợi là thay đổi pha, xẩy ra khi giả thiết tốc độ sóng không chính xác, dễ dàng xác định và tránh được, chọn kiểu phân tích tốt hơn. Lưu ý rằng, để so sánh các giá trị đo được sau khi sự phù hợp sóng đã kết thúc, lực đầu cọc "tính toán" là sóng xuống đo được cộng với sóng đi lên tính toán được. Các kết quả CAPWAP luôn luôn gồm cả sự so sánh các lực và tốc độ đỉnh cọc đo và tính toán được.

(C_6) Mũi cọc

Tại mũi cọc, sự cân bằng lực đòi hỏi :

$$F_{u,Np,j} = -F_{d,Np,j-1} + R_{NS} + R_{NS+1} \quad (3\text{-}94)$$

Với R_{NS} và R_{NS+1} thể hiện các lực kháng thân và mũi thấp nhất (tĩnh cộng động).

(C_7) Các biến số cọc và tích phân

Lực thực tế tại phân đoạn i (từ đó có thể tính được ứng suất) là tổng của các sóng lực đi lên và đi xuống.

$$F_{i,j} = F_{u,i,j} + F_{d,i,j-1} \quad (3\text{-}95)$$

Tương tự tốc độ có thể nhận được từ hàm số các sóng lực chia cho trở kháng.

$$U_{i,j} = [F_{d,i,j-1} - F_{u,i,j}]/Z_i \quad (3\text{-}96)$$

Và chuyển vị trở thành :

$$U_{i,j} = U_{i,j-1} + (1/2)\,(U_{i,j-1} + U_{i,j})\,\Delta t \quad (3\text{-}97)$$

(C_8) Phân tích ứng suất dư (RSA)

Ứng suất dư xuất hiện trong cọc và đất tại thời điểm kết thúc của một nhát búa do cọc bị nén trong quá trình va chạm và trong khi bật nẩy lên, đất cố gắng chống lại sự dãn hoàn toàn của cọc bằng cách truyền lực nén lên thân cọc. Các cọc ma sát chịu uốn dài hơn sẽ dễ phải chịu RSA hơn các cọc ngắn, các cọc cứng hoặc các cọc ít ma sát. Như đã thấy trong các nghiên cứu trước, sự kể đến các ứng suất đưa đến việc tính số nhát đập thấp hơn so với cách phân tích truyền thống. Nguyên nhân là năng lượng tích lại trong cọc ở cuối nhát đập có thể sinh công có ích cho nhát đập sau.

Trước đây các kỹ sư CAPWAP đôi khi nghĩ rằng sự phân bố lực cản tính toán có thể không chính xác do không xét đến ứng suất dư. Nguyên nhân là tại thời điểm kết thúc của nhát đập một vài lực cản của đất phía trên được truyền trực tiếp xuống dưới (âm) khi đó một phần của ma sát phía dưới và lực chống ở mũi cọc vẫn tiếp tục đi lên và tạo ra sự cân bằng. Khi nhát đập tiếp theo tạo ra sóng ứng suất, tác động của các lực cản bên trên đòi hỏi các biến dạng để làm cho các lực ma sát âm về không trước khi hình thành sức cản dương. Tại và gần mũi cọc, sức cản mà một phần đã được tái chất tải bởi nhát đập trước có biến dạng nhỏ hơn để huy động được toàn bộ sức cản giới hạn của lớp đất phía dưới. Vì phân tích CAPWAP truyền thống giả thiết sức cản và chuyển vị ban đầu bằng không nên có sự dự báo thấp về sức cản phần thân cọc dưới và ở mũi cọc và dự báo cao phần bên trên, bằng cách tiến hành phân tích ứng suất dư trong CAPWAP có thể hoàn chỉnh được vấn đề đó.

Trong lựa chọn RSA đặt trước (REss) một giá trị lớn hơn không. Phép phân tích bao gồm các bước sau:

- Trong những phân tích rất sớm ngay sau khi RSA bắt đầu (có nghĩa REss lớn hơn 1), mọi biến số đặt trước bằng không. Trong mọi phân tích tiếp theo, mọi biến số trừ các chuyển vị phân đoạn cọc và các lực cản của đất đều đặt trước bằng không.
- Sau mỗi phân tích động, CAPWAP thực hiện một phân tích tĩnh (các tốc độ và do đó các lực kháng động bằng không) nó tạo ra sự cân bằng các lực cản của đất và các chuyển vị phân đoạn cọc do ứng suất dư gây ra.
- Các phân tích động tiếp theo được tiến hành với các chuyển vị phân đoạn cọc và các lực đất ban đầu khác không. Trong khi chuẩn bị cho mỗi lần phân tích, CAPWAP tính toán các sóng ứng suất đi lên và đi xuống ban đầu trong cọc gây ra bởi các lực cản (tĩnh) còn dư.
- CAPWAP sẽ tiến hành nhiều các phân tích phụ trợ theo chỉ dẫn của giá trị REss chọn. Sau mỗi lần phân tích, độ nén cọc còn dư (sai khác giữa chuyển vị đầu cọc và mũi cọc) sẽ được tính toán.
- CAPWAP tính toán số nhát đập ($BL_{ct}F_{in}$) từ độ lún đỉnh cọc xẩy ra tại phân tích cuối cùng.

- CAPWAP thể hiện hai độ lún đầu cọc của 2 lần phân tích cuối cùng và các giá trị nén tương ứng. Nếu sự thay đổi theo phần trăm giữa hai lần phân tích là cao thì khi đó không đạt được sự hội tụ và có thể cần phải thực hiện các phân tích phụ trợ tiếp theo.

Có khi sự phân bố lực cản tính toán trong phép phân tích truyền thống có vẻ như cao hơn so với thực tế tại gần đỉnh cọc. RSA sẽ khắc phục thiếu sót đó. Tuy vậy, trái với WEAP, RSA của CAPWAP thường không tính ra một sức chịu tải cao hơn so với phép phân tích CAPWAP tiêu chuẩn (không có RSA).

Đối với RSA nói chung cần tăng UNld (mức dỡ tải của lực cản thân cọc) vì không một lực dư nào có thể tồn tại khi lực cản thân cọc âm bị ngăn cản bởi UNld = 0. Không có thể hội tụ trong trường hợp cọc giả thiết dạng chuyển vị khác nhau trong một loạt nhất định các nhát búa. Ví dụ, nhát (hoặc phân tích) 1,3,5 ... có thể có lực nén cọc giống nhau, tuy nhiên nhát 2, 4, 6 .. có lực nén khác và khác nhau. Lời giải RAS giả thiết một loạt các nhát lý tưởng tạo ra các số liệu lực và tốc độ đo được như nhau và do đó tạo ra các chuyển vị và lực dư như nhau. Không thể đạt được sự hội tụ nếu phép phân tích không được thực hiện đủ dài.

12.3. Trình tự CAPWAP

(A) Các ẩn số

Cọc được chia thành N_p phân đoạn. Ma sát bên được quy về N_S các lực kháng của đất. Thường các lực cản ma sát được miêu tả chỉ từ phân đoạn cọc thứ hai (2m) của cọc đã ngập đất. Thêm 3 lực cản đất để thực hiện sức chịu tải mũi có thể xảy ra tại điểm khác nhiều với đáy cọc.

Với 3 ẩn số cơ bản cho mỗi lực cản đất (lực cản, quake và lực cản động), tổng cộng là $3(N_S + 1)$ ẩn số. Trong phần lớn các trường hợp, tất cả các quake bên và tất cả các hệ số sức cản động bên Smith là bằng nhau. Các hệ số sức cản động thân Smith là tương đương với các hệ số sức cản động nhớt, chúng tỷ lệ thuận với các giá trị sức cản tĩnh. Như vậy có $N_S + 1$ ẩn số giá trị R_{ui} và 2 ẩn cho mỗi sức cản động và quake (tổng cộng ẩn số $N_S + 5$).

Sự mở rộng mô hình đất CAPWAP đã giúp cho 2 ẩn khác của quake dỡ tải (thành bên và mũi), một cho mức dỡ tải, hai cho mức chất tải, và ba cho sức cản động mũi, gap và plug. Bốn thông số có thể dùng cho sự lan truyền sức cản động và thêm một ẩn cho khi phân tích ứng suất dư. Như vậy, tổng số các ẩn số là N_S+18.

Sự phân bố của các lực cản thân giới hạn có thể xác định trực tiếp từ phần số liệu giữa thời điểm va chạm và thời điểm sóng trở về đầu tiên. 17 giá trị còn lại sẽ được xác định từ phần số liệu tiếp theo. Bảng 3.1 kê tất cả các ẩn số và các khả năng, các kích thước của chúng và phạm vi được kiến nghị.

(A_I) Các quake ma sát

Quake ma sát (QSKn) không thể bằng không (trường hợp dẻo lý tưởng) do hạn chế của việc tính theo phương pháp số. Chúng không được vượt quá chuyển vị lớn nhất của cọc hoặc sự huy động không hoàn toàn lực cản sẽ xảy ra. Các quake ma sát lớn sẽ làm cho sức cản duy trì dài hơn và do đó phần sau của đường cong lực tính toán sẽ cao hơn đối với các giá trị quake cao hơn. Các quake ma sát lớn gây nên sự hoạt động muộn của sức cản và do đó nhiều lực cản hơn sẽ được tính cho các phân đoạn phía trên khi mà QSkn lớn. Các quake lớn gây ra sự hao tán năng lượng cao và làm giảm sự huy động của sức chịu tải có thể.

Tốt nhất là để giá trị QSKn gần 0,25 cm trừ khi :

- Lực tính toán thấp sau thời điểm 2L/c và không có giá trị nào khác có thể làm tăng chúng.
- Số nhát búa tính toán được là thấp và không có giá trị nào khác có thể làm tăng nó.

Bảng 3.1. Các ẩn số CAPWAP

Đại lượng	Ký hiệu trong phần mềm	Đơn vị	Nhỏ nhất được đề nghị	Lớn nhất được đề nghị	Giá trị xuất phát được đề nghị
Quake ma sát	QSkn	cm	0,25	max 4[2]	0,25
Quake mũi cọc	QToe	cm	0,25	max4[2]-TGap	0,.25
Quake ma sát UNld[1]	CSkn	--	0,25	1,0	1,0
Quake mũi cọc UNld[1]	Ctoe	--	0,25	1,0	1,0
Mức dỡ tải[1]	UNld	--	0	1,0	1,0
Mức tái chất tải ma sát[1]	LSkn	--	-1,0	1,0	-1,0
Mức tái chất tải mũi cọc[1]	LToe	--	0,0	1,0	0
Sức cản động ma sát					
Case	JSkn	--	N/A	N_S	0,1
Smith	SSkn	s/m	0,08	1,0[3]	N/A
Sức cản động mũi cọc					
Case	Jtoe	--	N/A	1,0	0,1
Smith	Stoe	s/m	0,08	1,0[3]	N/A
Chọn sức cản động Smith	OPtd	--	0	2,0	0
Sức cản động cọc	Plld	--	0	0,03	0
Tụ ma sát đất	SKdp	--	0,02	N/A	0
Khối đất ma sát	MSkn	Fu	0	N/A	0
Tụ đất mũi cọc	BTdp	--	0,02	N/A	0
Khối đất mũi cọc	MToe	Fu	0	N/A	0
Khối Plug	Plug	Fu	0	3 trọng lượng mũi	0
Gap mũi cọc	Tgap	cm	0	max U_{toe}-Q_{toe}	0
Chọn ứng suất dư	REss	--	0	5	0

Chú ý : (1) *Hệ số*
(2) *Chuyển vị lớn nhất*
(3) *Có thể có các giá trị cao hơn nhưng không phổ biến*

(A_2) Quake mũi cọc

Quake mũi cọc (QToe) không thể bằng không và không được vượt quá chuyển vị lớn nhất của cọc trừ đi gap mũi cọc. Hiệu quả của nó giống như các quake ma sát. Ngoài ra, các quake mũi cọc lớn cho phép một sóng kéo lớn tại thời điểm 2L/c trong khi sức chịu ở mũi cao. Trừ khi cọc đóng vào trong đá Qtoe thường lớn hơn QSkn.

(A_3) Quake ma sát dỡ tải

Hệ số quake dỡ tải ma sát (CSkn) thường được dùng đối với quake dỡ tải thấp hơn quake chất tải. Tất nhiên việc đặt trước hệ số này bằng 1,0 làm cho các quake chất tải và dỡ tải bằng nhau. Giá trị này bao gồm tất cả quake ma sát. Quake dỡ tải bằng CSkn nhân với QSkn. Do vậy, quake dỡ tải CSkn không thể bằng không vì lý do phép tính số. Như một quake, quake dỡ tải bé gây nên sự mất tải nhanh và do đó tính được một lực thấp khi kết thúc của nhát đập. Đối với các cọc ma sát dài, việc dỡ tải có thể xẩy ra trước 2L/c khi CSkn là rất nhỏ. CSkn do đó có thể ảnh hưởng đến sự phân bố sức cản.

(A_4) Quake dỡ tải mũi cọc

Một hệ số CToe có thể được quy định để giảm quake chất tải thành quake dỡ tải của sức cản mũi cọc. Hệ số đó sẽ lớn hơn 0,01 và nhỏ hơn hoặc bằng 1,0. Có thể vượt quá khi sử dụng gap mũi cọc (TGap). Quake dỡ tải khi đó có thể cao bằng tổng của quake mũi cọc và gap mũi cọc. Do vậy một hệ số dỡ tải tại mũi cọc có thể cao bằng (TGap + Qtoe)/QToe.

(A_5) Mức dỡ tải

Mô hình sức cản tĩnh Smith đối với sức cản thân cọc được giả thiết trong quá trình bật nẩy hoặc dỡ tải, có thể đạt đến một sức chịu tải nhỏ nhất mang dấu âm của sức cản dương giới hạn. Lưu ý rằng, ý nghĩa của sức cản "âm" này khác với thuật ngữ địa kỹ thuật "ma sát âm". Ma sát âm địa kỹ thuật xẩy ra khi chuyển dịch tương đối xuống phía dưới đối với cọc trong khi sức cản thân cọc âm của chúng ta ở đây xẩy ra khi cọc chuyển dịch lên phía trên khi bị bật nảy.

Hệ số mức dỡ tải UNld có thể lấy giá trị giữa 0 và 1 (kể cả 2 giá trị đó). UNld = tương ứng với cách tiếp cận Smith, UNld = 0 có nghĩa là không tồn tại sức cản thân cọc âm. Do vậy sức cản thân cọc âm giới hạn là tích của UNld và sức cản giới hạn dương tại một phân đoạn. UNld không thể thay đổi dọc theo thân cọc. Thông thường, khi đóng cọc khó, UNld được chọn bằng 0,0. Khi các ứng suất dư được phân tích, UNld cần phải lớn hơn 0 nếu không thì sẽ không có ứng suất dư nào có trong cọc. Khi đóng dễ, UNld không có ảnh hưởng (không có bật nảy).

(A_6) Mức dỡ tải ma sát

Trên mức dỡ tải này LSkn, quake chất tải luôn luôn bằng QSkn. Dưới mức này, đầu tiên quake chất tải bằng QSkn và trong chu kỳ chất tải thứ hai hoặc sau đó, trong cùng phân tích này, thì bằng quake dỡ tải (QSkn) (CSkn). Mức tái chất tải được quy định thông qua hệ số LSkn. Nó có thể lấy bất cứ giá trị nào giữa -1 và 1. Đối với LSkn = -1,0 quake chất tải luôn luôn bằng QSkn. Đối với LSkn = 1,0 việc tái chất tải luôn luôn theo đường dỡ tải. Đối với CSkn = 1,0 thì LSkn nói chung không có ảnh hưởng.

Thông thường giá trị này ít có ý nghĩa. Ảnh hưởng thường chỉ xuất hiện ở phần sau của số liệu. Do vậy mà trước đó không ảnh hưởng, được lưu lại nếu tốc độ của các phân đoạn cùng với sức cản thân cọc không thay đổi giữa các giá trị âm và dương.

(A_7) Mức tái chất tải mũi cọc

Hệ số tương ứng RToe quy định quake tái chất tải của sức cản mũi cọc. Do sức cản mũi cọc không thể nhỏ hơn không, mức tái chất tải nhỏ nhất tại mũi cọc bằng không.

(A_8) Sức cản động ma sát (đất)

Giá trị cực kỳ quan trọng này có thể quy định theo hai cách khác nhau . Đầu tiên có thể tiếp cận theo sức cản động Case và JSkn được quy định như một giá trị không thứ nguyên. Nó có thể bằng không (mặc dù rất không phổ biến) và lớn nhất là 3 như đã gặp. Tuy nhiên, không có lý do tại sao mà JSkn lại không thể cao hơn đối với cọc dài có trở kháng thấp. Tuy nhiên, không có phân đoạn nào mà hệ số sức cản động Case lớn hơn 1,0. Do đó giới hạn trên tuyệt đối của sức cản động ma sát Case là số lượng các phân đoạn đất N_S.

Cách tiếp cận sức cản động Smith tốt hơn cách tiếp cận sức cản động Case vì các chỉ dẫn về sức cản động có liên quan đến sức cản tĩnh của đất. Vì lý do đó, giá trị SSkn (sức cản động ma sát Smith) được CAPWAP tính toán và trình diễn. Mỗi một thời điểm JSkn được đưa vào trong menu CV, giá trị SSkn sẽ được tính toán lại. Cũng có thể đưa SSkn vào. Tuy nhiên, bất cứ sự thay đổi nào sức kháng tĩnh của đất cũng sẽ thay đổi SSkn trong khi JSkn được giữ nguyên.

Chỉ dẫn cho các giá trị sức cản động ma sát Smith nhỏ nhất là 0,075 s/m và lớn nhất 1 s/m. Tuy nhiên, các giá trị nhỏ nhất và lớn nhất rất ít gặp.

(A_9) Sức cản động mũi cọc (đất)

Sức cản động mũi cũng có thể được quy định, trong cả hai cách tiếp cận Case và Smith. Giá trị sức cản động mũi cọc Case lớn nhất sẽ không vượt quá 1. Sức cản động mũi Smith thường giống như sức cản ma sát Smith.

(A_{10}) Chọn sức cản động Smith (chỉ cho mũi cọc).

Cách chọn này hiệu chỉnh sức cản động tại mũi cọc bằng cách nhân với tỷ lệ của sức cản tĩnh mũi cọc tạm thời và giới hạn. OPtd thường không đặt trước (có nghĩa nó

thường bằng 0). Nó có thể đặt 1 hoặc 2, nếu sức cản tác động tổng cộng ở thời điểm L/c tại mũi cọc là nhỏ và một quake mũi cọc lớn hoặc cho gap mũi cọc đã được dùng đối với các lực đã tính được thấp tại đầu cọc ở thời điểm 2L/c. Cách chọn 2 được dùng, nếu các phần số liệu sau đòi hỏi sức cản động lớn (nếu vẫn trở về sức cản động nhớt sau khi sức cản động đã hoàn toàn hoạt động).

Để gạn lọc, trong CAPWAP đã cho các tính toán sức cản động mũi cọc như sau :

OPtd = 0; $R_{dt} = (JToe)(u_t)$ (3-98)

OPtd = 1; $R_{dt} = (JToe)(u_t)(R_{St}/R_{ut})$ (3-99)

OPtd = 2; $R_{dt} = (JToe)(u_t)(R_{at}/R_{ut})$ đối với $R_{at} < R_{ut}$ (3-100a)

Và $R_{dt} = (JToe)(u_t)$ đối với $R_{at} = R_{ut}$ (3-100b)

Ở đây R_{at} là sức chịu tải lớn nhất hoạt động trong khi phân tích.

(A_{11}) Sức cản động cọc

Giá trị Plld có thể được dùng để làm nhanh sự phù hợp. Tuy nhiên, cần phải thực nghiệm. Ví dụ, sức cản động cọc thép nói chung khá thấp và Plld không thể lấy hơn 0,01 cho các cọc thép. Đối với các cọc bê tông cốt thép Plld = 0,02. Gỗ có thể đòi hỏi các giá trị lớn hơn một chút. Đối với các cọc rất dài cần giảm bớt sức cản động vật liệu hơn nữa. Lưu ý rằng sức cản động của sóng ứng suất từ sức cản động cọc sẽ tạo ra một sự trễ nhỏ trong sự quay lại của sóng ứng suất. Nói cách khác ảnh hưởng của nó là "kéo dài" cọc ra một chút.

(A_{12}) Tụ ma sát đất

Tụ ma sát đất là một phần của mô hình lan truyền ma sát bên. Mô hình này trước đây đã được thảo luận rất kỹ. Không thể có nhiều giá trị kinh nghiệm. Nếu giá trị Sk_{dp} bằng không thì trong thực tế khi đó quy định một tụ cứng tuyệt đối (đất không chuyển dịch = mô hình Smith). Thường thường SK_{dp} giữ bằng không. Trong trường hợp để CAPWAP có sự phù hợp tốt sẽ dùng các giá trị SK_{dp} lớn hơn 0 đối với các cọc đổ tại chỗ. Trường hợp bùn sét cũng dễ hơn và sát thực hơn với cách chọn này. Các giá trị nhỏ 0,02 (đơn vị EA/C của cọc) đã quan sát được. Các giá trị rất cao đã được chấp nhận nhưng chúng làm giảm hiệu quả của phương pháp. Các giá trị rất nhỏ có thể dẫn đến những khó khăn của phương pháp số.

(A_{13}) Khối đất ma sát

Đại lượng này cần quy định khi SK_{dp} được đặt ở giá trị lớn hơn không. Nó không có ảnh hưởng nếu Sk_{dp} bằng không. MSkn thể hiện một khối đất bao quanh cọc và nó bắt đầu chuyển dịch khi cọc truyền lực lên đất. Có thể hình dung ra rằng khối này có trọng lượng đất trong hình lăng trụ có chiều dài bằng chiều dài của phân đoạn đất và đường kính bằng 6 lần đường kính cọc. MSkn được đưa vào theo đơn vị trọng lượng, nó làm

chậm ảnh hưởng của Skdp khi nó trở lên lớn hơn. Một giá trị rất lớn MSkn sẽ làm cho giá trị SK_{dp} không có ảnh hưởng và mô hình tương đương với mô hình Smith.

(A_{14}) Tụ đất mũi cọc

Giá trị BTdp áp dụng thuận tiện cho các cọc không xuyên dẻo vào trong đất hoặc đá.Thường thường BTdp bằng không (bằng vô hạn). Nếu không bằng không do sự lan truyền sức cản động tại mũi cọc, thì có thể lấy thấp hơn bằng 0,2. (Giá trị này được quy định theo đơn vị EA/c của cọc). Các giá trị BTdp rất thấp có thể gây khó khăn cho tính toán số.

(A_{15}) Khối đất mũi cọc

MToe làm chậm ảnh hưởng của tụ đất mũi cọc (sự lan truyền). Nó cũng được quy định như một trọng lượng. Một giá trị kiến nghị sẽ được tính toán từ dải đất ngay phía dưới mũi cọc kéo dài tới độ sâu bằng 3 lần đường kính cọc.

(A_{16}) Khối Plug

Đất nằm giữa hai cánh của các cọc H hoặc bên trong đáy của một cọc ống hở đáy được thể hiện bằng đại lượng này. Plug có đơn vị trọng lượng. Nếu giá trị Plug được chỉ định bằng một lực thấp tác dụng ngắn ngay trước 2L/c và một lực cao tác dụng ngắn ngay sau 2L/c thì một giá trị xuất phát tốt là bằng một nửa của trọng lượng phân đoạn ở đáy. Tất nhiên, giá trị thấp thông thường là bằng không. Các giá trị cao hơn 3 lần trọng lượng phân đoạn đáy cọc sẽ tạo ra hiệu quả sức kháng tương tự như sức cản động mũi cọc.

(A_{17}) Gap mũi cọc

Gap mũi cọc đôi khi là một thông số sức kháng mũi cọc cần thiết, có tầm quan trọng hàng đầu khi các cọc được đóng vào đất cứng và có sức cản thân cọc nhỏ. Khi đó có thể tồn tại một kiểu cọc "không bám chắc" vào đá trong nhát đập tiếp theo, đầu tiên là không có hoặc sức cản rất nhỏ. Vì lý do đó TGap và OPtd thỉnh thoảng được dùng đồng thời (cả hai sức cản tĩnh và động giữ bằng không khi mũi cọc chuyển dịch qua khoảng hở mũi cọc gap).

Kích thước nhỏ nhất của Gap tất nhiên bằng không, đó là giá trị xuất phát được đề nghị. Nếu Gap mũi cọc được chỉ định thì bắt đầu có thể thử với 0,15cm. Quake mũi cọc lớn nhất được hạn chế theo sự khác nhau giữa chuyển vị mũi cọc lớn nhất và quake mũi cọc.

(A_{18}) Chọn ứng suất dư

Đối với cọc ma sát thanh mảnh phép phân tích ứng suất dư có thể đưa đến một dự báo gần thực tế hơn cho sự phân bố sức kháng. Giá trị tiêu biểu REss = 1 đủ cho một lần thử động thứ hai và đảm bảo cho sự phân tích tĩnh. Tuy nhiên, nếu đã có sự thay đổi cơ bản trong mô hình đất (hoặc sau khi có các sửa đổi mô hình cọc, sau hiệu chỉnh các

số liệu) thì khi REss > 1 có thể cần cho sự hội tụ.Thỉnh thoảng cần kiểm tra sự hội tụ với số đầu của các lần phân tích theo số cũ của các lần thử (REss = 2 và khi đó REss = 1) để xem nếu mẫu cọc này giả thiết các dạng trung gian khác nhau, thì không hội tụ giữa các nhát búa với nhau.

(B) Đánh giá chất lượng phù hợp

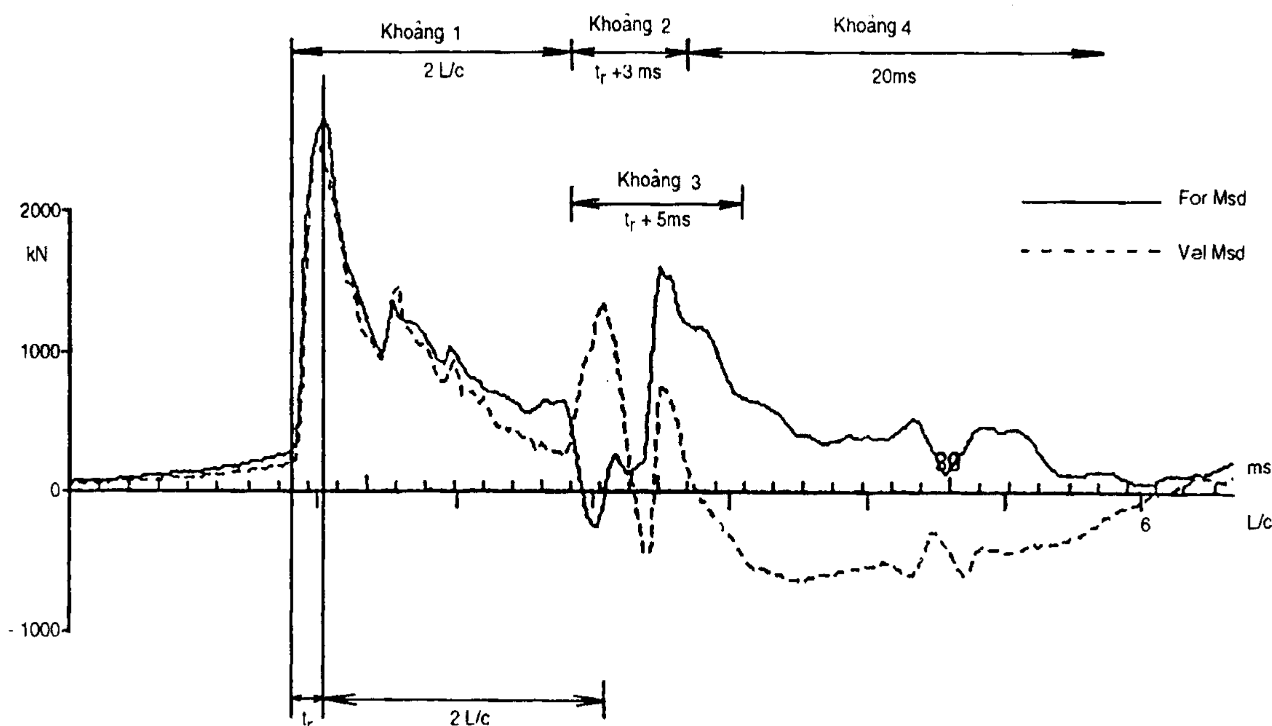
Chất lượng phù hợp (MQ) xác định bằng tổng số các giá trị tuyệt đối của các sai khác tương đối giữa những giá trị đầu cọc đo và tính được.

$$MQ = \sum [\,|t_{jc} - f_{jm}| / F_m] \qquad (3\text{-}101)$$

Với f_{jc} và f_{jm} là các giá trị đầu cọc tính và đo được tương ứng tại thời điểm j và F_m là lực đầu cọc đo được lớn nhất. Khoảng thời gian phân tích được chia nhỏ thành bốn phân khoảng như trên hình 3.17:

1. Khoảng đầu tiên, kéo dài từ thời điểm va chạm đến hết khoảng 2L/c. Khoảng này nói chung chỉ ra sự phân bố ma sát thành bên. Khoảng thời gian này cần được tiêu chuẩn với sự chú ý về thời gian tránh ảnh hưởng quá mức do tăng chiều dài cọc.

2. Khoảng thứ hai, bắt đầu từ 2L/c sau đỉnh và kết thúc sau khoảng bằng thời gian tăng (t_r) cộng 3 ms và thường quan trọng để xác định đúng các thông số sức chịu mũi cọc và sức kháng tổng cộng (tĩnh cộng động).



Hình 3.17: Đánh giá sai số - CAPWAP

3. Khoảng thời gian thứ ba, bắt đầu từ 2L/c sau đỉnh của tốc độ va chạm và kéo dài hết 5 ms tiếp theo. Trong quá trình khoảng này R_{ut} đúng xuất hiện rõ ràng nhất.

4. Cuối cùng một khoảng dài đến 20 ms được nghiên cứu, bắt đầu từ chỗ kết thúc của khoảng thứ hai. Trong phần số liệu cuối cùng này, tình trạng dỡ tải của đất ảnh hưởng đến các biến số đầu cọc.

Chất lượng phù hợp toàn bộ phản ảnh chất lượng phù hợp trong cả 4 giai đoạn trên. Do sự chồng lên nhau của các khoảng 2 và 3, thời gian ngay sau 2L/c có trọng số gấp đôi so với các thời gian khác. Do vậy biên độ R_{ut} ảnh hưởng đến MQ nhiều hơn các thông số sức cản đất khác.

(C) Sự phù hợp số nhát búa

Cùng với sự phù hợp các biến số đầu cọc đo và tính được là một hàm số của thời gian, sự phù hợp giữa số nhát búa tính và quan sát hiện trường được thường là một chỉ dẫn có ích cho việc đánh giá quá trình thử.

Số nhát búa được tính theo 3 cách khác nhau :

$$BCT_q = 1{,}0/\left(U_{tm} - q_{av}\right) \quad (3\text{-}102)$$

$$BCT_f = 1{,}0/U_f \quad (3\text{-}103)$$

$$BCT_r = 1{,}0/(U_{now} - U_{bef}) \quad (3\text{-}104)$$

Trong phương trình (3-102), U_{tm} là chuyển vị mũi cọc lớn nhất tính được và q_{av} là một quake trung bình trong một phân đoạn riêng rẽ và các giá trị sức cản mũi cọc.

$$q_{av} = \Sigma\,(q_i\,R_{ui})/R_{ut} \quad (3\text{-}105)$$

Với q_i và R_{ui} là các giá trị quake và sức cản giới hạn của phân đoạn R_{ut} là sức chịu tải tổng cộng giới hạn. Cách tính số nhát búa này được định nghĩa giống như trong phép phân tích WEAP tiêu chuẩn.

Phương trình (3-103) dựa trên cơ sở chuyển vị mũi cọc tính được cuối cùng U_{tf}. Giá trị này phụ thuộc vào thời điểm kết thúc của sự phân tích và kém tin cậy.

Phương trình (3-104) là số nhát búa được tính trong phép phân tích ứng suất dư từ sự sai khác giữa chuyển vị đỉnh cọc U_{now} cuối cùng và sự phân tích động trước U_{bef} và nhìn chung chính xác hơn các định nghĩa khác.

12.4. Giải thích trình tự CAPWAP

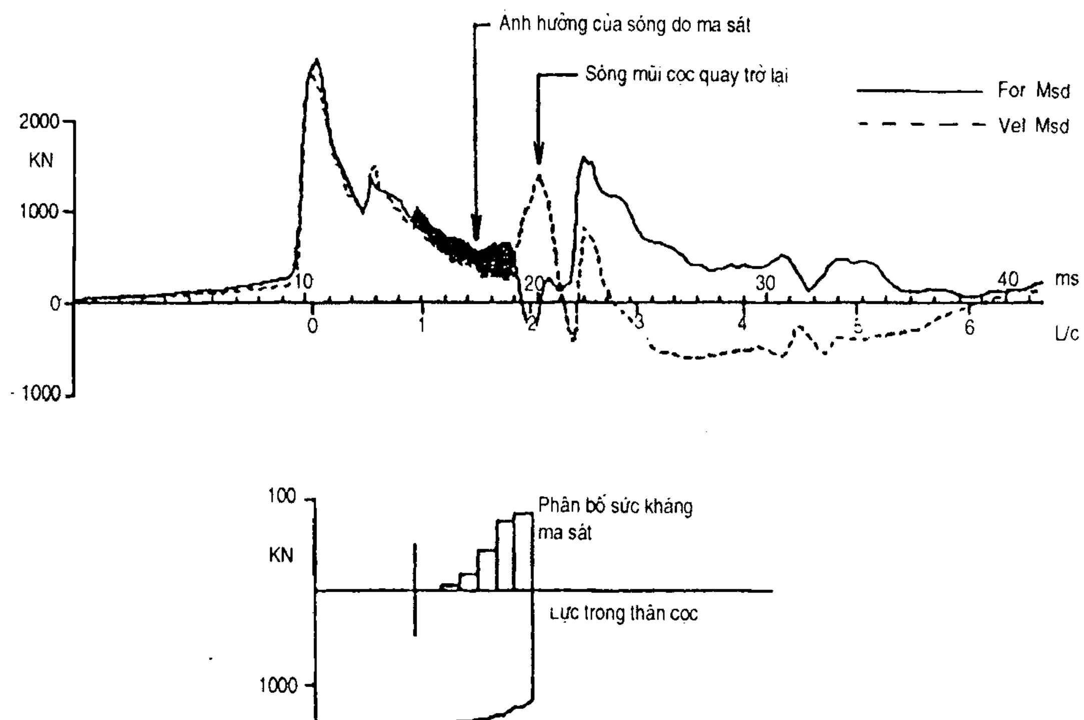
Phương pháp CAPWAP dựa trên giả thiết của truyền sóng. Một lực đột ngột đặt vào đầu của một thanh sẽ tạo một sóng ứng suất đi dọc theo cọc với một tốc độ không đổi (5123 m/s đối với thép). Do vậy một cọc thép dài 25,6 m đứng yên tại thời điểm không,bắt đầu chuyển động tại mũi cọc 5 ms sau đó. Nếu sự chuyển dịch của mũi cọc bị ngăn cản, một lực kháng được hình thành và bản thân nó gây sóng ứng suất. Trong ví

dụ này, sóng ứng suất kháng mũi cọc quay trở về đỉnh cọc 10 ms, sau khi lần va đập đầu tiên xảy ra.

Kết quả trực tiếp lời giải của phương trình sóng tuyến tính là lực và tốc độ là tỷ lệ cho đến khi chỉ có sóng đi xuống tại điểm đo đạc. Hệ số tỷ lệ giữa lực và tốc độ được gọi là trở kháng cọc Z = EA/c hoặc mô đun đàn hồi E nhân với diện tích tiết diện ngang A, chia cho tốc độ sóng c. Vì có quan hệ tỷ lệ giữa lực và tốc độ đầu cọc, nên rất thuận lợi để vẽ đồ thị tốc độ sau khi nhân với Z theo đơn vị lực. Bây giờ xét phần trên của hình 3.18, nó là một đồ thị của lực và tốc độ (nhân với trở kháng cọc) đo được trên một cọc có chiều dài 23 m. Điều kiện tỷ lệ đạt được tại thời điểm va chạm khi mà không một sóng khẩng nào đã được hình thành.

Đối với hình 3.18, sóng trở về khoảng 9ms sau khi va chạm (thời gian 19,7 ms trong đồ thị do va chạm xảy ra tại 10,2 ms). Rõ ràng là tại thời điểm này, sự tăng của tốc độ và sự giảm của lực có thể thấy được rất rõ. Sau thời điểm này, lực tăng dần dần so với tốc độ (vùng tô đen). Sự mất tỷ lệ này gây bởi sóng đi lên của các sóng nén hình thành từ các lực ma sát. Sự cách xa giữa hai tín hiệu này càng lớn, thì biên độ sức kháng đất càng lớn.

Đồ thị bên dưới trong hình 3.18 thể hiện các lực kháng của đất do CAPWAP dự báo. Các đại lượng này được vẽ riêng và trong dạng của các lực đo được trong cọc tại sức chịu tải giới hạn dự báo. Tất nhiên, lực cọc này tại mũi cọc sẽ bằng sức cản mũi cọc tĩnh tính toán được. Lưu ý rằng thang thời gian của các đường cong đo được và thang độ dài của sự phân bố sức kháng đã chọn sao cho thời điểm va chạm sẽ được vẽ cùng với vị trí đỉnh cọc của đồ thị sức kháng.Tương tự, thời điểm sóng mũi cọc trở về và vị trí mũi cọc là thẳng hàng.



Hình 3.18 : Ví dụ sóng phản hồi từ ma sát và mũi cọc

Trong trường hợp mũi cọc tự do, sóng phản xạ quay trở lại sẽ là sóng kéo. Đối với mũi cọc ngàm cứng, lực phản xạ sẽ bằng hai lần lực va chạm. Do vậy sóng phản xạ mũi cọc chứa thông tin xét đến biên độ của sức kháng mũi cọc. Các sóng nén gây bởi sức kháng thân cọc quay trở lại đầu cọc sớm hơn so với phản xạ va chạm mũi cọc hoặc sóng kháng mũi cọc.

CAPWAP đánh giá ứng xử tương đối của lực và tốc độ đỉnh cọc, dùng thông tin này để phân chia các lực kháng thân và mũi cọc. Biên độ của những sóng phản xạ quay trở lại mũi cọc là có quan hệ với biên độ của các lực kháng. Thời điểm các đường cong tách khỏi nhau sẽ xác định được vị trí của sức kháng này.

Một cách khác có thể giúp gạn lọc những dự đoán CAPWAP. Trong ví dụ của mũi cọc được ngàm cứng, lực cản này bằng 2 lần lực va chạm. Nếu số liệu của một cọc có mũi ngàm cứng được phân tích và " sức chịu tải" được CAPWAP tính toán sẽ nhiều nhất là hai lần lực va chạm cho dù gối đỡ cứng này thừa khả năng để chống lại chuyển vị của cọc với một sức kháng cao không giới hạn.

Như vậy, CAPWAP không chỉ dự báo được cái đã xẩy ra.

12.5. Dự báo sức chịu tải CAPWAP và trình tự so sánh

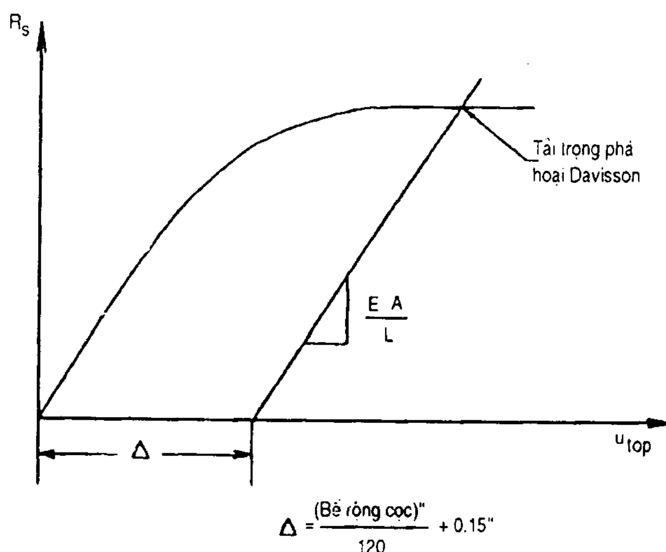
Sự so sánh giữa các kết quả CAPWAP và thử tải tĩnh trong thực tế cho thấy tương đối tốt . Tuy nhiên, so sánh đó chỉ bao gồm những trường hợp thoả mãn các điều kiện sau:

(a) Thử tải tĩnh đạt đến phá hoại.

(b) Trong thử động, độ xuyên của cọc, đủ lớn để dự báo tải trọng phá hoại, đã được hình thành.

(c) Thử động và thử tĩnh thực hiện tại các thời điểm có thể so sánh được sau khi đóng cọc như sự hồi phục hoặc thư giãn của đất đã xẩy ra trong quá trình các thí nghiệm so sánh.

Điều kiện đầu dễ được kiểm tra. Sự phá hoại được định nghĩa theo Davisson (xem Fellenius và hình 3.19). Giả thiết Davisson xem rằng phá hoại xẩy ra khi quake mũi cọc bằng



Hình 3.19: Giả thiết phá hoại Davisson áp dụng cho đường cong chất tải đàn - dẻo.

3,8 mm cộng D/120 với D là bề rộng/đường kính có hiệu quả của mũi cọc theo mm. Để tránh các hiệu chỉnh khi đánh giá thí nghiệm tải trọng, độ xuyên của đỉnh cọc mà tại đó mũi cọc bị phá hoại được giả thiết bằng độ nén đàn hồi của cọc cộng với quake phá hoại mũi cọc.

Để kiểm tra điều kiện thứ 2, các giá trị sức kháng tĩnh được CAPWAP dự báo (quake và sức chịu tải giới hạn) có thể dùng để mô phỏng thử tải tĩnh và dùng giả thiết Davisson để kiểm tra đường cong kết quả thử tải này. Trình tự này được trình diễn trên hình 3.19. Tuy nhiên, do CAPWAP làm việc với mô hình đàn dẻo của Smith trong khi đất ứng xử phi tuyến, giả thiết Davisson có thể cần áp dụng cho đường cong đặt tải tính toán. Các hạn chế đó cũng tồn tại khi các quake (hoặc độ cứng đất) chịu ảnh hưởng của tải trọng động. Được biết có những trường hợp khi các quake mũi cọc lớn xẩy ra khi đóng cọc, nhưng không xảy ra khi thử tải trọng tĩnh.

Để kết luận, không thể cho rằng các đặc trưng CAPWAP dự báo phù hợp với thử tải tĩnh nếu cả hai thử tĩnh và động không huy động được toàn bộ sức chịu tải của cọc hoặc hai cách thử này không được thực hiện trong các điều kiện có thể so sánh được.

12.6. Ảnh hưởng của sự thiếu năng lượng búa đối với các đặc trưng tính toán của CAPWAP

(A) Đặt vấn đề

Nguyên nhân sai sót rất phổ biến khi dự báo thấp là do huy động sức kháng chưa hoàn toàn. Điều đó được giải thích như sau: giả thiết rằng cọc chống và mũi cọc nhận toàn bộ năng lượng đóng cọc, E. Trong trường hợp lý tưởng, sức chịu mũi làm việc đàn - dẻo (xem hình 3.20a) với quake q_t và sức kháng giới hạn R_u. Do mũi cọc xuyên vào trong đất, sức kháng đất tăng lên. Trong quá trình "chất tải" đàn hồi đất đòi hỏi một tổng năng lượng bằng :

$$E_t = (u_t R_{st}) / 2 \qquad (3\text{-}106)$$

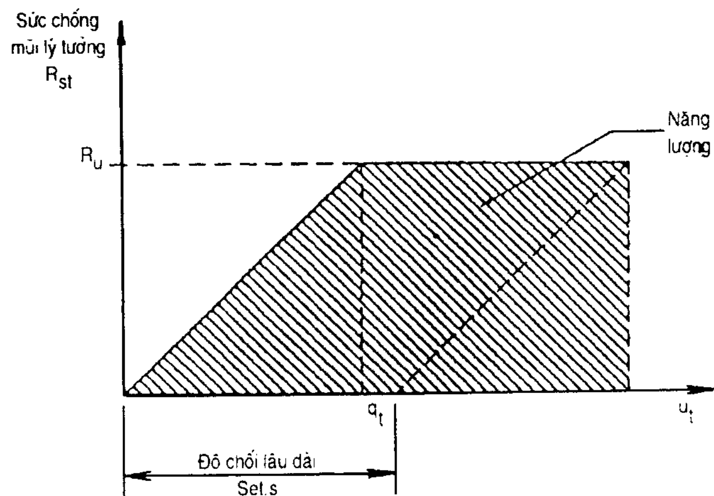
Ở đây u_t và R_{st} là độ xuyên và sức kháng tại mũi cọc. Sau khi đã đạt một quake năng lượng truyền lên đất là :

$$E_t = R_u (u_t - q_t/2) \qquad (3\text{-}107)$$

Hiển nhiên rằng, một năng lượng E nhỏ hơn $R_u q_t/2$, không thể huy động sức kháng giới hạn của đất. Điều này có lý không chỉ cho sức chống mũi cọc, mà còn cho các lực ma sát thành bên. Tất nhiên E cũng còn nén cọc và vượt quá các lực kháng động.

Quá trình dự báo của CAPWAP phức tạp bởi sức kháng đất thực tế là không thuần tuý tuyến tính mà là một hàm phi tuyến. Trong trường hợp sức kháng đất đàn dẻo, một độ xuyên cọc bằng không hoặc số nhát búa vô hạn sẽ chỉ rõ rằng không đạt được sức chịu tải giới hạn của cọc. Tuy vậy, trong thực tế một độ chối cọc khác không thể đạt được ngay cả khi sức kháng đất được huy động nhỏ hơn giới hạn. Trường hợp đó được

trình bày trên hình (3.20b). Rõ ràng là độ chối cuối cùng càng nhỏ, thì sự không chắc chắn càng lớn về giới hạn trên của sức kháng đất.



Hình 3.20a: Năng lượng đòi hỏi để đưa cọc đến một độ chối dài hạn S

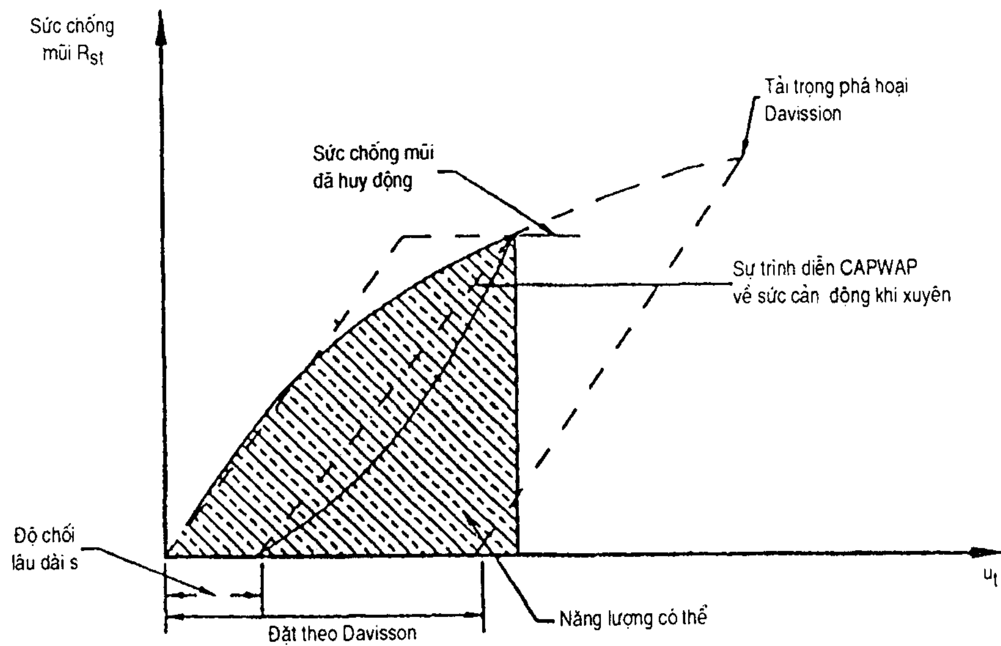
Quake mũi cọc theo giả thiết phá hoại Davisson là hàm của đường kính cọc. Trong trường hợp động, nó ít nhất là 2,5 mm (trừ khi có đá cứng tại mũi cọc). Do đó, nếu độ chối cuối cùng của thử động lớn hơn quake, thì dường như sức chịu tải giới hạn của cọc đã được huy động và do đó "đã đo được" (xem hình 3.20c). Không may là quake mũi cọc đôi khi rất lớn, không chỉ do hình dạng cọc, mà còn do các đặc tính động của đất. Các quake lớn có thể vượt quá 12 mm. Tuy vậy, trong phần lớn các trường hợp, nếu độ chối cuối cùng là 2,5 mm, với mũi cọc lớn nhất có thể khoảng 2 lần giá trị cao (2,5 mm + quake). Trong trường hợp đó, phá hoại theo Davisson sẽ đạt được, có nghĩa là sức chịu tải giới hạn đã được huy động. Dự báo CAPWAP khi đó không phải là một giá trị sức chịu tải thấp hơn đã được sinh ra.

(B) Các sai sót khi dự báo sự phân bố do năng lượng đóng cọc thiếu

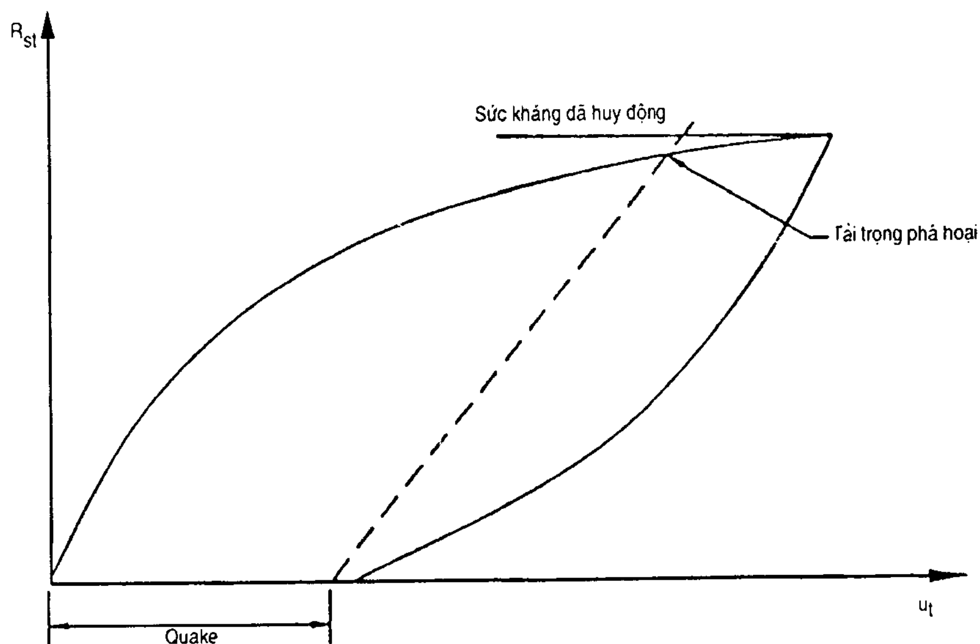
Cả khi lực ma sát thành bên và chống mũi đều chỉ hoạt động được một phần nếu năng lượng đóng cọc không đủ để chuyển dịch cọc lớn hơn giá trị quake cần thiết. Tuỳ theo biểu đồ của ma sát thành bên, liên quan đến sóng nén, nó có thể bắt đầu truyền ở một độ sâu nhất định. Toàn bộ lực ma sát thành bên phần dưới cọc không được huy động, do đó CAPWAP sẽ dự báo thấp (xem hình 3.20a).

Các kết quả phân tích CAPWAP không chỉ gồm các giá trị sức chịu tải, quake và sức cản động, mà còn những lực, tốc độ và chuyển vị của các phân đoạn. Trong phân tích năng lượng thấp thì các chuyển vị không đáng để quan tâm. Người kỹ sư CAPWAP sẽ so sánh các chuyển vị phân đoạn lớn nhất với các quake (trong phân tích ứng suất dư thì chỉ có thể tin cậy ở các thông báo thực tế do CAPWAP trình diễn). Nếu cực trị của chuyển vị là nhỏ thì cả lực kháng lẫn quake sẽ bị giảm. Do vậy biên độ quake sẽ nhỏ hơn thực tế cả lực kháng lẫn quake sẽ bị giảm. Nói chung, biên độ quake sẽ nhỏ hơn thực tế khi tính nhát búa cao. Đầu mối chỉ ra sự thay đổi những dự báo các quake biên độ đầy đủ và các đặc trưng trong thực tế không thể đưa đến kết quả chính xác.

Các sai sót về sự phân bố có thể bị trầm trọng thêm do sự hiện diện của ứng suất dư trong cọc (hình 3-20b). Do vậy, đối với các cọc ma sát có năng lượng đóng cọc và số nhát búa thấp, thì luôn luôn phải thử với RSA.



Hình 3.20b: *So sánh đồ thị quan hệ sức kháng thực và do CAPWAP trình bày với độ xuyên*

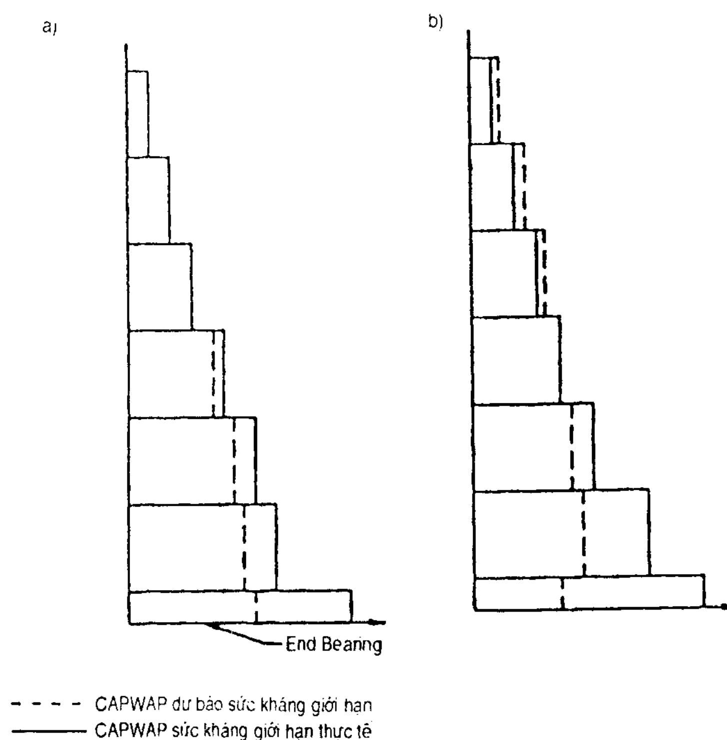


Hình 3.20c: *Tải trọng phá hoại được huy động hoàn toàn với độ xuyên cuối cùng lớn hơn quake*

12.7. CAPWAP - Dự báo thấp và dự báo cao - nguyên nhân và cách khắc phục

(A) Giới thiệu

CAPWAP là kỹ thuật trình diễn chính xác nhất của các số liệu động. Phép phân tích này cung cấp sự phân chia và các tính toán những lực kháng động và tĩnh ngăn cản cọc chuyển động dưới tác động của một nhát búa đập. Tuy nhiên, chúng ta gặp phải tình huống mà thử tải tĩnh và phân tích CAPWAP cho các kết quả khác nhau. Trong phần lớn các trường hợp có vấn đề, "dự báo thấp" có nghĩa là thử tải tĩnh có thể đặt tải cao hơn nhiều so với thử động dự báo. Rất may là ít khi xẩy ra dự báo cao một sức chịu tải nguy hiểm, vì chúng có thể tránh được. Trong chương này sẽ thảo luận về nguồn gốc của các giải thích sai lầm.



Hình 3.21 : Các sai sót trong dự báo của CAPWAP về phân bố sức kháng
(a) Do không huy động hết
(b) Do ảnh hưởng của ứng suất dư

Khi các kết quả thử tĩnh và động không phù hợp, những người phê phán các phương pháp động nhanh chóng chỉ ra rằng " các phương pháp dộng không hiệu quả". Người khác thì đổ lỗi cho việc thiếu thận trọng khi chuẩn bị và thực hiện các thử tĩnh. Chúng ta biết rằng cả hai thử tĩnh và động đều "hiệu quả", nhưng không một thí nghiệm nào là luôn hoàn hảo, cần phải thận trọng chuẩn bị, tiến hành và cuối cùng là giải thích các kết quả của thí nghiệm.

Không hoàn toàn giống như quy trình phù hợp tín hiệu CAPWAP, lý do của việc giải thích sai các số liệu rất rõ ràng : thiếu tính nhất quán. Việc tính toán lại sau khi thử tải trọng tĩnh thường không cho phép chúng ta tạo ra một cách đơn giản lời giải mới và "tốt hơn" với một chất lượng phù hợp tốt hơn. Hãy đối mặt với các quan sát thử tĩnh và động thỉnh thoảng lại không phù hợp.

(B) Nhìn chung từ CAPWAP

Giả thiết cơ bản của CAPWAP có thể được mô tả như sau: khi cọc chuyển dịch vào trong đất, các lực kháng tĩnh và động (sức cản động) được hình thành và suy giảm theo

cách liên quan trực tiếp đến các chuyển vị và tốc độ của cọc (xem hình 3.22). Nó giả thiết rằng các mối quan hệ tương tự sẽ được giữ nguyên cho dù cọc có hay không xuyên vào trong đất với các tốc độ cao hay thấp. CAPWAP chỉ có thể làm việc khi các tốc độ và chuyển vị thay đổi trong quá trình va chạm[1]. Nếu tốc độ cọc là hằng số, thì các lực cản động giả thiết và sự phân chia từ các lực tính được là không thể có.

Rõ ràng, quá trình phù hợp tuỳ thuộc nhiều hay ít vào diễn biến của tốc độ. Nếu các lực cản động và tốc độ cọc thực sự quan hệ tuyến tính, thì khi đó hình dạng của đường cong tốc độ cọc không thành vấn đề. Nhưng chúng có tuyến tính không ? khi mà một tốc độ bật nẩy lên có biên độ - 1m/s sinh ra cùng một lực cản động (nhưng có chiều ngược lại) giống như tốc độ đi xuống +1 m/s?

Các nghiên cứu trong phòng đến nay chỉ cho thấy các cực đại của sức cản động và tốc độ không có quan hệ tuyến tính. Đồng thời mô hình sức cản động Smith đã dùng trước đây thực sự xác lập một mối quan hệ không tuyến tính. Tuy vậy, nhìn chung, CAPWAP cho thấy mô hình sức cản động Smith ít phù hợp với thực tế hơn so với lực cản động nhớt tuyến tính. Lý do cơ bản là sức cản động Smith liên quan đến sức kháng tĩnh đã được dỡ tải, các lực cản động Smith biến mất. Do đó chỉ có sức cản động nhớt có thể tạo ra được sự ứng xử của cọc[2] mà chúng ta quan sát được trong các số liệu đóng cọc.

Liệu có vấn đề khi chúng ta đã chọn đúng mô hình sức cản động ? Có. Chúng ta đã gặp những trường hợp khi quá trình phù hợp CAPWAP đòi hỏi các hệ số sức cản động cao khác thường. Khi áp dụng các hệ số sức cản động thường gặp hơn và thấp hơn thì sẽ không tạo ra sự phù hợp thỏa mãn và cũng không tương quan tốt với thử tĩnh. Không có một thông số đất đơn lẻ nào có hiệu quả mạnh mẽ đến chất lượng phù hợp và kết quả về sức chịu tải như hệ số sức cản động. Quá trình CAPWAP đưa đến việc tạo ra các hệ số sức cản động chấp nhận được. Các lý do khiếm khuyết của sự tương quan trên có liên hệ với hiện tượng khác.

(C) Phân loại các trường hợp có vấn đề

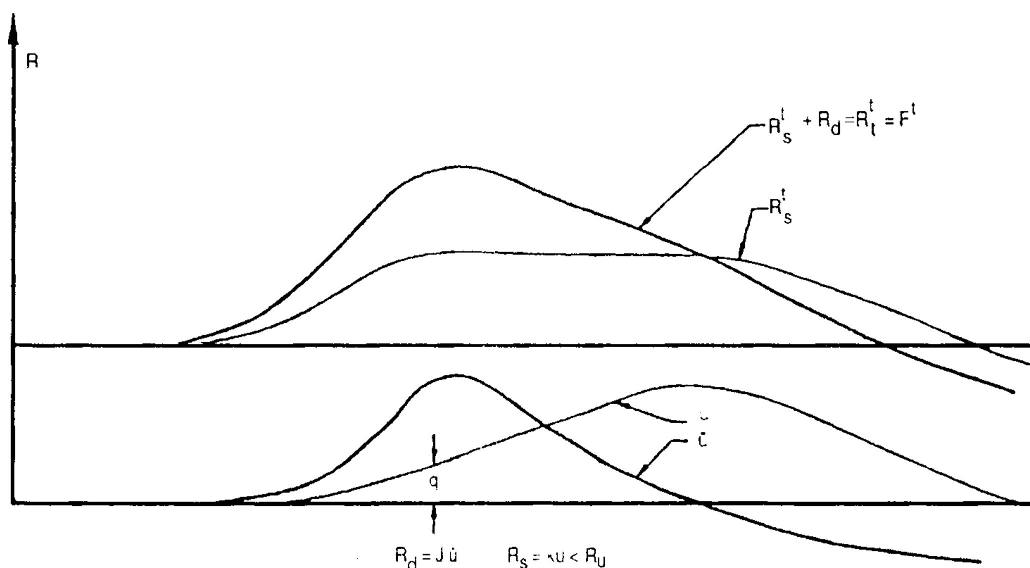
(C_1) Dự báo cao

a - Đất thể hiện thư giãn (phiến thạch sét). Đối với tất cả các cọc đóng trong phiến thạch sét, kinh nghiệm tại chỗ hoặc thử tĩnh là điều bắt buộc. Thử vỗ lại không phải luôn luôn có hiệu quả, đặc biệt khi thời gian chờ chỉ là một hoặc hai ngày. Chọn nhát vỗ lại đầu tiên để phân tích cũng cực kỳ quan trọng. Búa cần được khởi động để ngay lập tức cung cấp nhát có năng lượng cao.

---

(1) Phương pháp Case RSI chỉ xem xét sức cản động và tốc độ lớn nhất đầu tiên. Do vậy nó không xem xét sự thay đổi của tốc độ, chuyển vị và các lực cản tương ứng.

(2) Đôi khi cần thiết giữ sức cản động mũi bé khi sức cản tĩnh mũi cọc là nhỏ, cách tiếp cận Smith bất khả kháng. CAPWAP thực sự cho phép người sử dụng cho đến khi sự huy động hoàn toàn sức kháng tĩnh được duy trì tại mũi cọc và nhớt thuần tuý trong phân tích tiếp theo (OPtd = 2).



Hình 3.22: Quá trình phù hợp CAPWAP cơ sở

b- Đất thể hiện dão (phiến thạch sét, đá phân huỷ, loại khác ?) các sức chịu tải ban đầu cao bị suy giảm sau hoặc không chịu được tải trọng dài hạn. Thử tĩnh nhanh có thể bị sai lầm như thử động. Cần thiết có các kinh nghiệm tại chỗ. Tuy vậy thường thường là hiện tượng dão bị bỏ qua và có thể đủ khi xét đến bằng các hệ số an toàn đối với sức chịu tải giới hạn. Do vậy cả hai thử động và thử tĩnh nhanh là chấp nhận được.

c- Đất thể hiện làm mềm ứng suất (bùn xốp, đất sét, loại khác ?) Cần thiết có kinh nghiệm tại chỗ. Đối với năng lượng đóng cọc thấp (số nhát búa cao) các dự báo thường khá bảo thủ. Tuy vậy ngay cả khi có các kết quả tĩnh, việc đánh giá tải trọng phá hoại "thực" không phải là đơn giản.

d- Đất thể hiện áp lực nước lỗ rỗng âm (cát mịn và bùn độ chặt cao) thử vỗ lại thường có hiệu quả; đảm bảo các kết quả có ý nghĩa từ nhát búa năng lượng cao đầu tiên (búa đã được khởi động).

e- Năng lượng thử bị vượt quá. Sai lầm sẽ xảy ra khi độ chối cọc trên mỗi nhát búa quá lớn. Chuyển vị cọc khi đó có thể vượt quá định nghĩa phá hoại. Các lực búa cao so với những giá trị sức cản tĩnh (sai số dự báo có thể là phần trăm lực va chạm) sự thay đổi tốc độ không đầy đủ sẽ là kết quả, do vậy hình như là sức kháng tĩnh thì thực tế có thể là sức cản động.

(C_2) Dự báo thấp

a - Đất nhậy, đặc biệt đất sét có thể mất hoàn toàn sức bền tĩnh của chúng dưới tải trọng động do sự thay đổi kết cấu của đất. (Điều này không phải là ảnh hưởng của áp

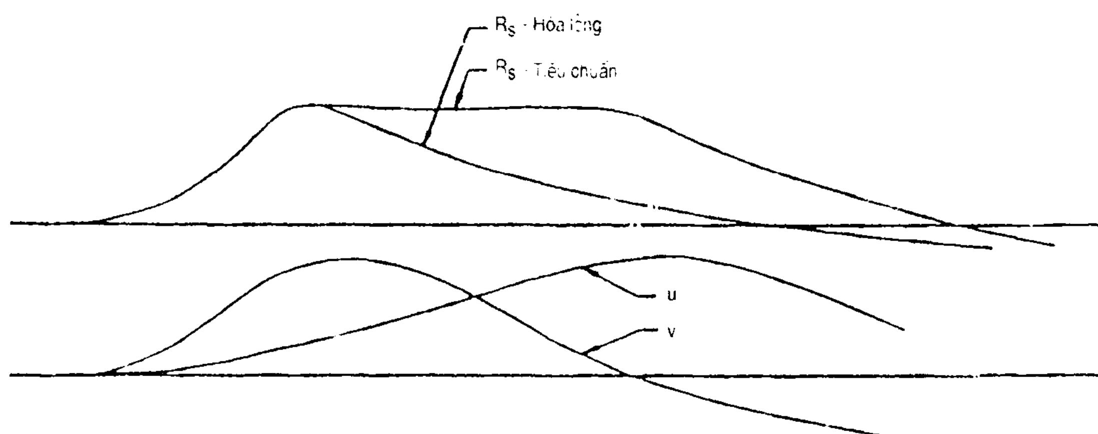
lực nước lỗ rỗng thực sự). Hệ số hồi phục của chúng có thể cao vô hạn. Độ bền tĩnh sẽ tái lập lại theo thời gian. Đôi khi chỉ cần rất ít thời gian chờ đợi cần thiết tuỳ thuộc vào nguyên nhân mất sức chịu tải.

b- Đất chịu áp lực nước lỗ rỗng tăng. Ta biết rõ rằng áp lực nước lỗ rỗng tăng trong đất hạt mịn (ở đây chúng không thể nhanh chóng phân tán được) khi đóng cọc. Ngoài đất sét chúng ta xem loại sét bùn như loại hạt mịn; tuy nhiên ngay cả đất cát đôi khi ứng xử giống như bùn dưới tải trọng động. Áp lực nước lỗ rỗng tăng, do đó làm lực cản ma sát thấp hơn khi đóng cọc. Sau khi đóng cọc dừng, áp lực nước lỗ rỗng giảm nhiều hoặc ít hoàn toàn tuỳ thuộc vào tính thấm và độ bền tái lập lại của đất. Rõ ràng ảnh hưởng này hay xẩy ra dọc theo thành bên cọc hơn là ở mũi cọc. Thử vỗ lại có thể loại bỏ nguồn gốc sai sót đó do việc tăng áp lực nước lỗ rỗng tương đối chậm đối với việc đóng cọc liên tục gây sự chuyển dịch khác của nước từ một nhát vỗ lại cho đến nhát tiếp theo (sự thay đổi áp lực nước lỗ rỗng đáng kể không xẩy ra trong quá trình một nhát búa). Khoảng chờ đợi giữa việc đóng và vỗ lại có thể thay đổi từ một giờ đến 6 tuần; ta cần xem xét lại tốc độ của sự thay đổi áp lực nước lỗ rỗng.

c - Đất mỏi. Thực sự rất ít khác biệt giữa việc mất độ bền do thay đổi kết cấu đất hoặc do các ứng suất nằm ngang có hiệu quả. Đã mô tả ở đất sét quá cố kết mà bề mặt tiếp xúc cọc-đất trở nên nhẵn hơn khi tăng số nhát búa. Thời gian sẽ làm giảm hiệu quả này, do đó việc vỗ lại sẽ làm giảm sai sót lớn.

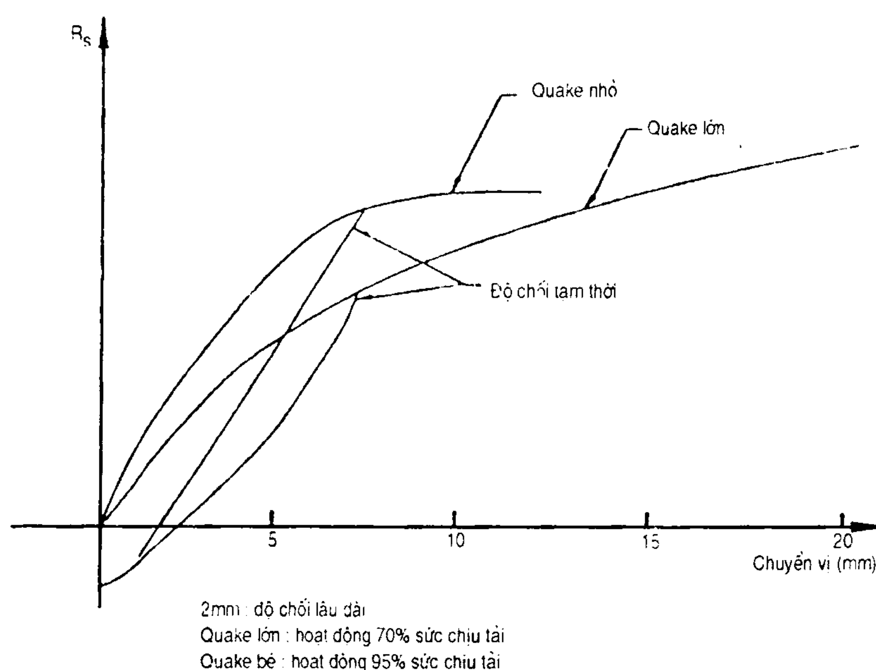
d - Đất chùng. Đó là một ảnh hưởng mà sự hồi phục sẽ được điều chỉnh. Nói chung nó xẩy ra trong tất cả các loại đất. Đất chùng có thể gây giảm các ứng suất có hiệu quả hoặc giảm mật độ đất. Nó có thể gây bởi sự chuyển dịch cọc ngang không tránh được (cọc bị uốn, hiệu ứng Poisson)và bởi khoảng trống sinh ra do khối đất bên trong các tiết diện hở, do mũi cọc mở rộng lớn, hoặc do bản bịt đáy quá lớn của các cọc đóng. Phần lớn các đất có khả năng bao kín cọc sau khi đóng do sự cân bằng của áp lực đất, do đó việc vỗ lại luôn luôn có kết quả.

e - Sự hoá lỏng. Chúng ta thường đề cao quá hoặc bỏ qua khả năng này. Nếu cát hoặc cuội cát có mật độ thấp và bị ngập nước thì các lực động của cọc chuyển động có thể làm hoá lỏng đất, có nghĩa là đất mất độ bền có hiệu quả của nó. Sự hoá lỏng được biết khi động đất và khi hạ cọc có dùng dao động lớn. Các biểu hiện ban đầu là đất có đủ sức bền tĩnh của nó tại thời điểm bắt đầu nhát búa. Đất mất độ bền của nó trong một khoảng thời gian ngắn sau khi va chạm vì các hạt đất bắt đầu chuyển động mạnh do bị mất các lực ma sát và tiếp tuyến giữa các hạt với nhau. Mối quan hệ sức kháng tĩnh theo thời gian khi đó bắt đầu tương tự như sức cản động (hình 3.23). Do sự hoá lỏng xẩy ra trong vòng một nhát đập nên sự vỗ lại không tránh được sự dự báo thấp. Một nguyên nhân xảy ra sự hoá lỏng là số nhát búa thấp như đã trình bầy trong mục (b) của phần này, áp lực nước lỗ rỗng tăng sẽ có ảnh hưởng tương tự cho việc tính số nhát búa khi đóng, tuy vậy khi vỗ lại ảnh hưởng của sự mất sức kháng sẽ xuất hiện. Các nhát năng lượng thấp có thể làm giảm ảnh hưởng sự hoá lỏng và do vậy cung cấp các số liệu tốt hơn.



Hình 3.23: *Sức cản tĩnh, tốc độ và chuyển vị cọc đối với đất hoá lỏng*

f - Số nhát búa cao hay độ chối dài hạn từng nhát búa nhỏ. Lưu ý rằng các độ chối tạm thời đôi khi tương đối cao làm cho đất không được thử đầy đủ đến độ bền giới hạn của nó (hình 3.24). Cách sửa chữa bao gồm : (a) sử dụng một búa lớn hơn hoặc một độ cao rơi búa lớn hơn; (b) thử cả hai đóng cọc và vỗ lại, tính toán các cực tri của ma sát và lực chống mũi. Chúng có thể được phối hợp để xây dựng sức chịu tải tổng cộng. Khi ta dùng (b) thì điều cực kỳ quan trọng là đảm bảo sự thư giãn ở mũi không xảy ra và ma sát thành bên, lực chống ở mũi cọc đã phân biệt được rất rõ qua phân tích CAPWAP. Đồng thời nếu ta theo trình tự này, số nhát vỗ lại sẽ rất cao.



Hình 3.24: *Đường cong độ lún - tải trọng đối với huy động từng phần*

Người kỹ sư CAPWAP còn phải khảo sát những vấn đề sau khi số nhát búa cao làm cho dự báo bị nghi là thấp :

(1) Tại hiện trường đã thể hiện sự phá hoại đi chúi xuống? Nếu có thì nói chung đã dự báo được một sức chịu tải giới hạn đúng đắn.

(2) Nếu lực chống ở mũi đã tạo ra sức chịu tải cao hơn do cọc bị đẩy xuống sâu hơn khi thử tĩnh (kiểu chuyển vị cọc trong đất hạt rời) ? Khi đó một dự báo thấp về lực chống có thể đã xẩy ra và sự tương quan đúng đắn tuỳ thuộc vào chuyển vị động xẩy ra trong quá trình thử.

(3) Nếu các chuyển vị cọc và các quake tại những phân đoạn phía dưới đạt các giá trị rất nhỏ so với thông thường ? khi đó các phần ma sát thành bên nói chung đã dự báo thấp.

g - Kiểu phá hoại tĩnh và động khác nhau - Plug. Nó là nguyên nhân của phần lớn những thất bại do dự báo thấp. Nó xẩy ra trong các loại đất rời tương đối chặt trong các cọc tiết diện hở như cọc ống hở đáy hoặc các cọc H. Giả thiết này đã được thảo luận. Trong khi đóng cọc áp lực nước lỗ rỗng tăng làm cho ma sát giảm đến một điểm mà ở đấy không hình thành Plug. Trong trường hợp tĩnh Plug bám vào và tạo nên sức chịu ở mũi cao. Có khả năng là Plug này bám vào một thời gian ngắn khi bắt đầu đóng sau đó trượt ra trong quá trình nhát búa đó. Do đó lực do Plug tạo ra truyền lên cọc chỉ tác động tại khoảng thời gian ngắn ban đầu. Vì vậy nó giống như và được giải thích như sức cản động. Không cần thiết phải sửa chữa gì ngoài việc đặt ra giới hạn của sức cản động khi phân tích.

h - Kiểu phá hoại tĩnh và động khác nhau- Ma sát nội. (bên trong cọc ống hoặc giữa các cánh I). Một lực đặt đột ngột (khi chịu lực kháng) trên cột đất bên trong sẽ gây nên sóng truyền ở môi trường đó. Nó truyền chậm hơn so với trong cọc. Tuy vậy, nó truyền đủ nhanh để gây nên sự suy sụp tương đối nhanh của ảnh hưởng sức kháng đó. Nếu cốt đất bên trong đó không cắt, thì ảnh hưởng lực sẽ tỷ lệ với gia tốc và có quan hệ với sức kháng động. Để đối lại, cách sửa tốt nhất là giới hạn các hệ số sức cản động trong phân tích CAPWAP.

i- Lan truyền sức cản động. Nguồn sai sót dự báo thấp này thường không đáng kể khi cọc chuyển dịch tương đối so với đất trong một khoảng lớn hơn quake. Tuy nhiên, đối với các chuyển vị cọc nhỏ, tương đối so với quake, một sóng được hình thành truyền qua đất. Lực do đất truyền lên cọc phụ thuộc vào tốc độ cọc và sức kháng đó được giải thích như là sức cản động. Ảnh hưởng đó đã quan sát được trong bùn sét ngay cả khi số nhát búa vừa phải. Cách sửa là dùng các mô hình lan truyền (SKdp, MSkn, BTdp, MToe) hoặc hạn chế sức cản động.

(D) Lưu ý phần kết

Danh sách các vấn đề nêu ở chương này có thể chưa đầy đủ. Có thể còn những nguyên nhân nữa làm cho việc dự báo sức chịu tải không chính xác của CAPWAP. Cũng có thể

có các cách sửa sai khác. Lưu ý rằng nhiều mục nêu ở đây có thể chỉ gây các sai sót nhỏ. Do vậy bạn không nên mất hết "can đảm" khi đọc chương này. Thử động phát hiện được sức chịu tải của cọc tại thời điểm thử; vỗ lại đã cân nhắc được lời giải tốt nhất và duy nhất để thu nhận được mối tương quan tốt với thử tĩnh và nhiều vấn đề nêu ở trên đã được giải quyết bằng giải pháp này.

Một cách lý tưởng, khi thử sức chịu tải, độ chối cho một nhát búa không nên hoặc quá cao (lớn hơn 0,5 insơ ÷ 12 mm), quá thấp (nhỏ hơn 0,1 insơ ÷ 2,5 mm).

Trong các loại đất nhất định, có thể dùng kinh nghiệm đối với ứng xử thư giãn của cọc. Điều quan trọng là cân nhắc các kinh nghiệm đó khi xem xét lại những kết quả CAPWAP. Các cọc tiết diện hở đôi khi ứng xử khác nhau trong tình huống tĩnh và động.

12.8. Nghiên cứu độ nhạy CAPWAP

Nhằm cung cấp cho độc giả nắm chắc được ảnh hưởng của những thông số đất thay đổi và các ẩn số khác đến các giá trị đầu cọc tính toán, một phân tích CAPWAP thường được thực hiện và kết quả cuối cùng của nó được trình bày trong bảng của hình 3.26a; 3.26b và hình 3.25. Sự thay đổi của các đại lượng riêng rẽ đã được tiến hành và các phù hợp tương ứng đã vẽ đồ thị. Các đồ thị đó được trình bày trong phần (B) sau đây. Mô tả các biến số đã được nghiên cứu ở đây như sau :

MQno - Chỉ số chất lượng phù hợp

UNld - Giới hạn dỡ tải ma sát thành bên âm như một phần của giới hạn dương.

QToe - Quake mũi cọc theo insơ

QSkn - Quake ma sát theo insơ

CSkn - Biên độ của quake ma sát dỡ tải theo phần trăm của quake chất tải mũi cọc

JSkn - Hệ số sức cản động ma sát Case

JToe - Hệ số sức cản động mũi cọc Case

PLug - Khối đất phụ thêm vào mũi cọc theo kips

TGap - Gap mũi cọc theo insơ

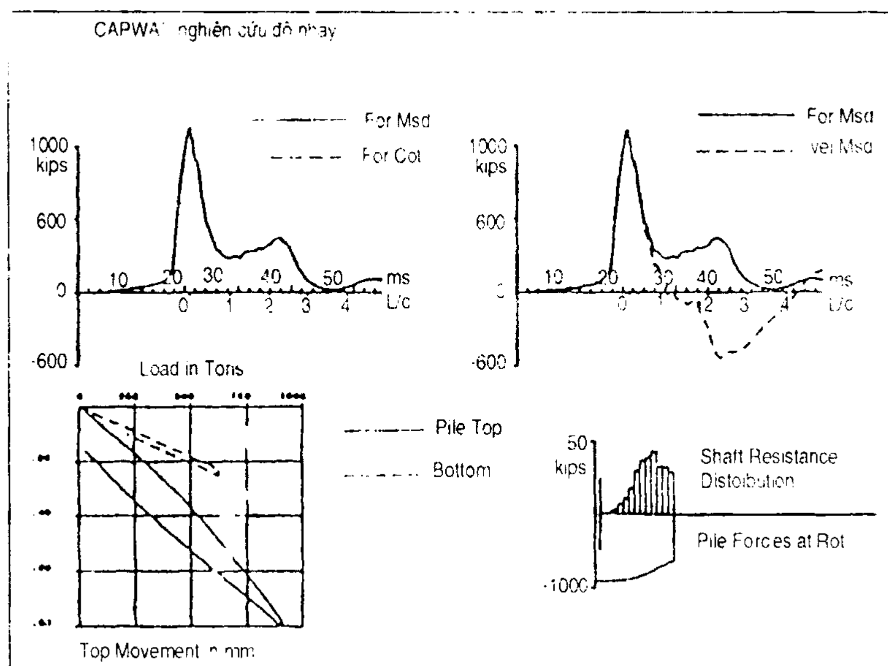
PIld - Sức cản động bên trong cọc

REss - Phân tích ứng suất dư

RToe - Sức chịu tải mũi cọc tĩnh theo kips. Lưu ý rằng, sức cản động nhớt thực tế không thay đổi. Các giá trị Smith thay đổi theo sự thay đổi của sức kháng.

RDsw - Sự trao đổi sức kháng/ sức cản động

OPtd - Các lựa chọn sức cản động mũi cọc : (0) nhớt, (1) Smith, (2) Smith khi đó thành nhớt.



Hình 3.25: Các đồ thị kết quả CAPWAP

CAPWAP - Sensitivity Study	Blow No. 4 03/30/93
Goble Rausche Likins & Associates, Inc.	CAPWAP (R) Version 1. 993-1

CAPWAP FINAL RESULTS

Final CAPWAP Capacity : Ru 910.0 Skin 282. 4 Toe 627. 6 kips

Soil Sgmnt No.	Depth Below Gages ft	Depth Below Grade ft	Ru kips	Sum of Up kips	Ru Down kips	Unit w. Depth kips/ft	Resist Respect to Area kips/f2	Smith Damping s/ft	Quake inch
				910,0					
1	13,6	4,6	1,2	908,8	1,2	,17	, 03	, 148	,120
2	20,4	11,4	1,2	907,7	2,3	,17	, 03	, 148	120
3	27,1	18,1	3,4	904,3	5,7	, 50	, 08	, 148	120
4	33,9	24,9	7,3	896,9	13,1	1,08	, 18	, 148	120
5	40,7	31,7	11,0	886,0	24,0	1,61	, 27	, 148	, 120
6	47,5	38,5	17,6	868,4	41,6	2,59	, 43	, 148	120
7	54,3	45,3	29,4	839,0	71,0	4,33	, 72	, 148	, 120
8	61,1	51,1	36,8	802,3	107,7	5,42	, 90	, 148	, 120
9	67,9	58,9	38,6	763,7	146,3	5,69	, 95	, 148	, 120
10	74,6	65,3	43,0	720,7	189,3	6,34	1,06	, 148	, 144
11	81,4	72.1	32,6	688,1	221,9	4,80	, 80	, 148	, 144
12	88,2	79,2	32,2	655,9	254.1	4,74	, 79	, 148	, 120
13	95,0	86,0	28,4	627,6	282,4	4,18	, 70	, 148	, 120
Average Skin Values			21,7			3,28	, 53	, 148	, 126
Toe			627,6				278,91	, 198	, 230

Soil Model Parameters/Extensions		Skin	Toe
Case Damping		, 312	, 925
Unloading Quake	(% of loading quake)	94	100
Unloading Level	(% of Ru)	80	

Hình 3.26a: Bảng kết quả CAPWAP

CAPWAP - Sensitivity Study — Blow No. 4 — 03/30/93
Goble Rausche Likins & Associates, Inc. — CAPWAP (R) Version 1. 993-1

EXTREMA TABLE

Pile Sgmnt No.	Depth Below Gages ft	max. Force kips	min, Force kips	max , Comp , Stress kips/in2	max , Tension Stress kips/in2	max , Trnsfd , Energy kips - ft	max , Veloc , ft/s	max , Displ , in
1	3,4	1106,0	, 0	3,41	, 00	32,13	8,2	, 543
2	6,8	1118,0	, 0	3,45	, 00	31,99	8,1	, 530
4	13,6	1122,7	- 14,0	3,46	, 04	31,82	8,0	, 510
7	23,8	1129,4	- 35,8	3,49	- , 11	31,35	7,9	, 490
10	33,9	1142,1	- 51,2	3,53	- , 16	30,76	7,7	, 470
13	44,1	1136,3	- 58,2	3,51	- , 18	29,26	7,5	, 440
16	54,3	1144,3	- 66,6	3,53	- , 21	27,78	7,1	, 410
18	61,1	1115,3	- 58,2	3,44	- , 18	25,86	6,9	, 390
21	71,2	1009,2	- 18,2	3,11	- , 06	21,56	6,5	, 350
24	81,4	965,0	- 3,5	2,98	- , 01	18,75	6,2	, 310
27	91,6	983,9	, 0	3,04	, 00	15,30	5,3	, 260
28	95,0	1036,3	, 0	3,20	, 00	14,82	4,9	, 253
Absolute	47,5			3,55			(T = 26,6 ms)	
	54,3				- , 21		(T = 54,5 ms)	

CASE METHOD

	J = 0, 0	J = 0,1	J = 0,2	J = 0,3	J = 0,4	J = 0,5	J = 0,6	J = 0,7	J = 0,8	J = 0,9
RS1	1364 ,	1280,	1196,	1113,	1029,	945,	862,	778,	694,	610 ,
RMX	1364 ,	1280,	1196,	1113,	1040,	990,	940,	894,	861,	838 ,
RSU	1426 ,	1349,	1271,	1194,	1116,	1039,	961,	883,	806	728 ,
RA A2 W	780,	822,	0,							

Current CAPWAP Ru = 910,0 ; Corresponding J (Rs) = , 54 ; J (Rx) = ,67

WMAX	VFIN	V1*Z	F1	FMAX	DMAX	DFIN	EMAX	EFIN	R HF	R EN
8,16	1,14	1095,4	1106,0	1106,0	, 543	, 113	31,1	24,9	1153,6	1713,7

PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth ft	Area in2	E-Modulus kips/in2	Spec. Weight kips/ft3	Circumf ft
, 00	324,00	5300,0	, 150	6,000
95,00	324,00	5300,0	, 150	6,000

Toe Area 2,250 ft2

Top Segment Length 3,39 Feet, Top Impedance 134,19 kips/ft/s

Pile Damping 3,0%, Time Incr , 264 ms, Wave Speed 12875,0 ft/s

Hình 3.26b: Bảng kết quả CAPWAP

(A) Lựa chọn số liệu

Trường hợp riêng thể hiện một cọc chuyển vị dài được đóng vào lớp cát lẫn bùn sét chặt và sự hiệu chỉnh số liệu cần thiết để điều chỉnh cho búa diezen đáy hở. Cọc này là cọc chống nhiều hơn với khoảng 2/3 sức chịu tải tĩnh từ mũi cọc. Phần tính này rất nhạy đối với phần lớn các biến số của CAPWAP như đã mô tả trong các đồ thị sau. Nó cho

thấy độ nhạy của từng thông số đôi chỗ khác nhau cho từng trường hợp. Các chi tiết đáng lưu ý của trường hợp riêng này như sau.

(A_1) Cọc

Ở đây là một cọc bê tông cốt thép ứng suất trước, 18 insơ vuông (diện tích tiết diện ngang = 324 insơ); chiều dài toàn bộ 99,5 ft và ban đầu cọc được đóng ngập vào đất 86 ft. Hai bộ đầu đo ứng suất và gia tốc kế được bắt bu lông vào các mặt đối diện của cọc tại 95 ft bên trên mũi cọc. Từ số liệu thử động và khi giả thiết trọng lượng riêng bê tông 150 lb/ft^3, tốc độ sóng ứng suất của vật liệu được xác định là 12.800 ft/s. Giá trị này đổi thành mô đun đàn hồi động của bê tông là 5.300 Ksi. Nhát CAPWAP riêng này là nhát năng lượng cao đầu tiên lấy từ đóng vỗ lại 1 giờ. Bảng số liệu đóng cọc cho thấy số nhát búa này khi vỗ lại là 8/in (tương đương 96/ft), khi tăng từ 33/ft tại lúc kết thúc đóng.

(A_2) Búa

Đóng và thử cọc được thực hiện bằng búa dieden đáy hở Delmag kiểu D46-32. Kiểu búa này có trọng lượng quả búa 10,1 kips và độ nảy tối đa 11,2 ft theo chỉ dẫn của nhà chế tạo. Búa này được trang bị bơm nhiên liệu có bước thay đổi. Đóng và vỗ lại các cọc bê tông cốt thép dùng bước nhiên liệu số 2 theo nhà máy thì có mức năng lượng 85,4 kips - ft. Búa và các đệm cọc bằng nhôm/mica dày 2 insơ và 9,5 insơ gỗ dán.

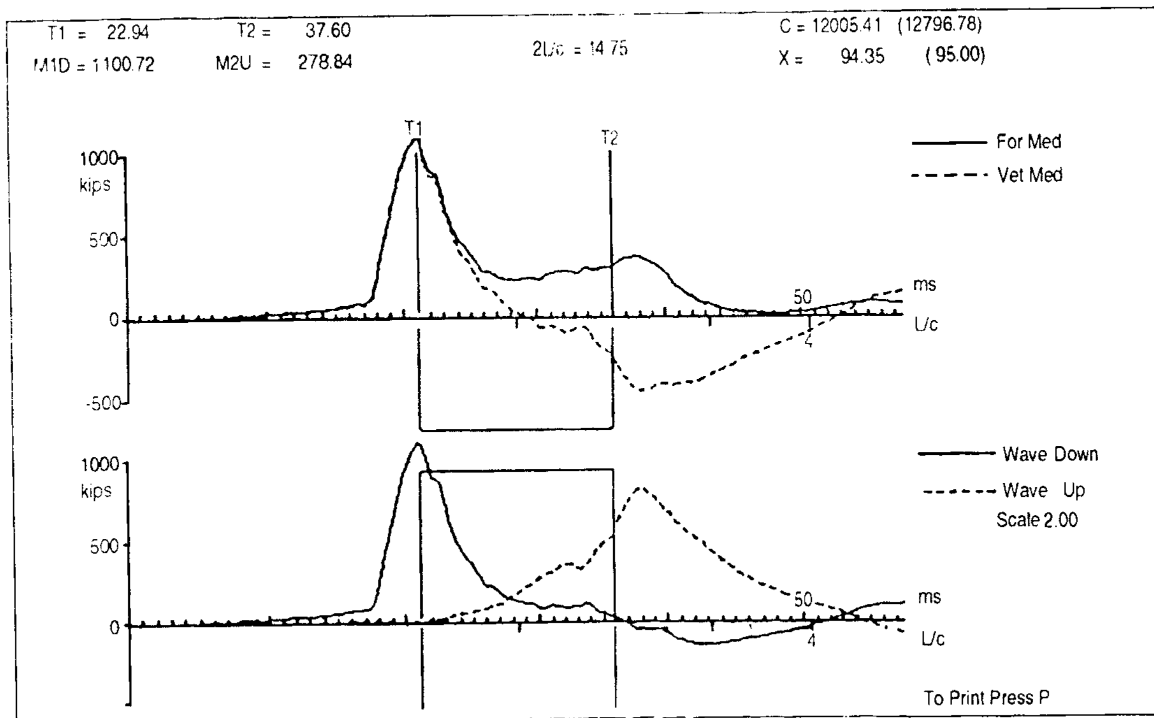
(A_3) Đất

Các điều kiện đất không thay đổi trong phạm vi trụ.Về cơ bản các điều kiện đất như sau : lớp trên cùng là hữu cơ mềm (phân) khoảng 30 pt, nằm trên một lớp cát bùn tơi và chặt vừa dày 30 ft. Một lớp mềm khác, thay đổi bề dầy và độ cứng, loại than bùn và cát tơi nằm trên lớp chịu lực. Cọc được tựa vào lớp cát bùn sét chặt. Như đã nêu ở phân tích CAPWAP được thực hiện trên số liệu PDA của 1 giờ vỗ lại từ độ ngập đất 86 ft của cọc.

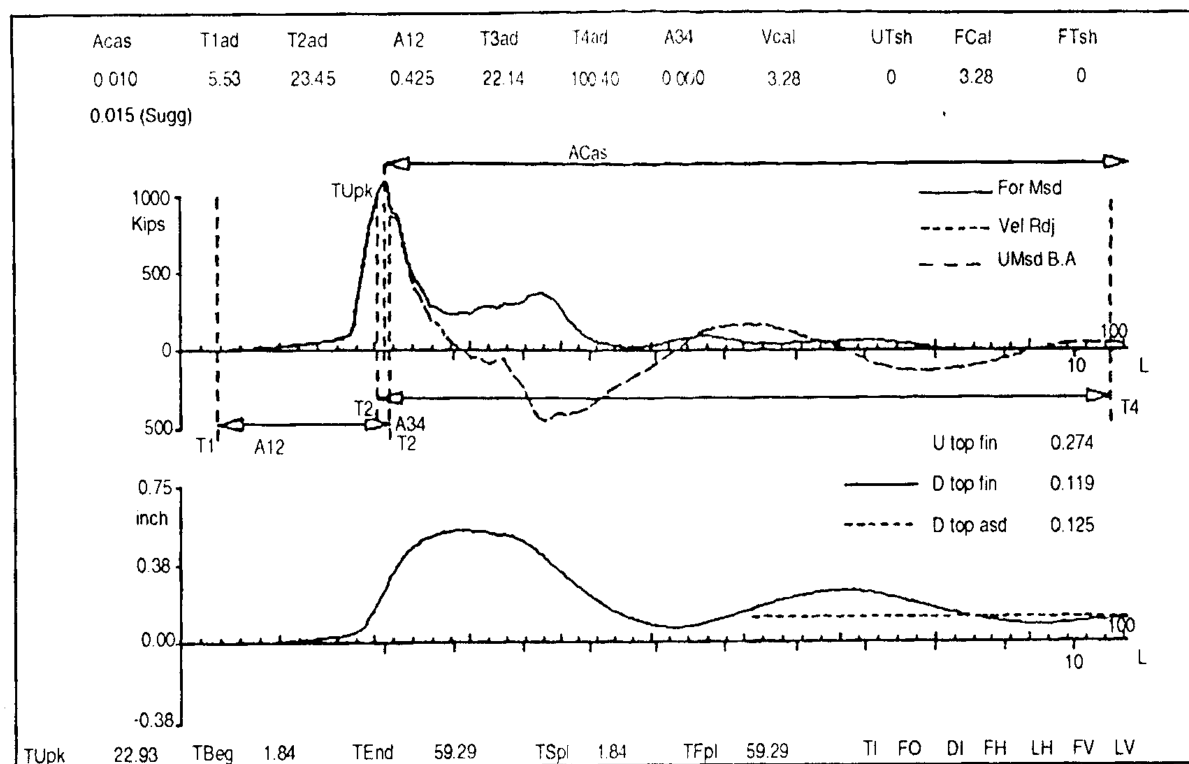
(B) Giải thích kết quả

Để đạt được sự phù hợp tốt nhất, đã lựa chọn sự phù hợp sóng đi lên. Mỗi hình có đồ thị phù hợp tốt nhất (phù hợp *trước*) trong phần thấp hơn khi sự phù hợp *hiện tại* thể hiện sự thay đổi biến số. Mọi hiệu chỉnh được làm qua menu CV. Các giá trị đã sửa và phù hợp tốt nhất, được trình diễn trên 2 đường bên trên phía dưới tên biến số với đồ thị *hiện tại* liên quan đến đường bên trên đó. Chỉ số chất lượng phù hợp được cho bên trái phía trên với chỉ dẫn *trước* và *hiện tại*. Sự phù hợp tốt nhất có chất lượng phù hợp 0,92. Độc giả can đảm không chỉ nhìn vào ảnh hưởng của từng biến số đến đồ thị như thế nào, mà còn quan tâm đến vị trí của sự thay đổi đó .

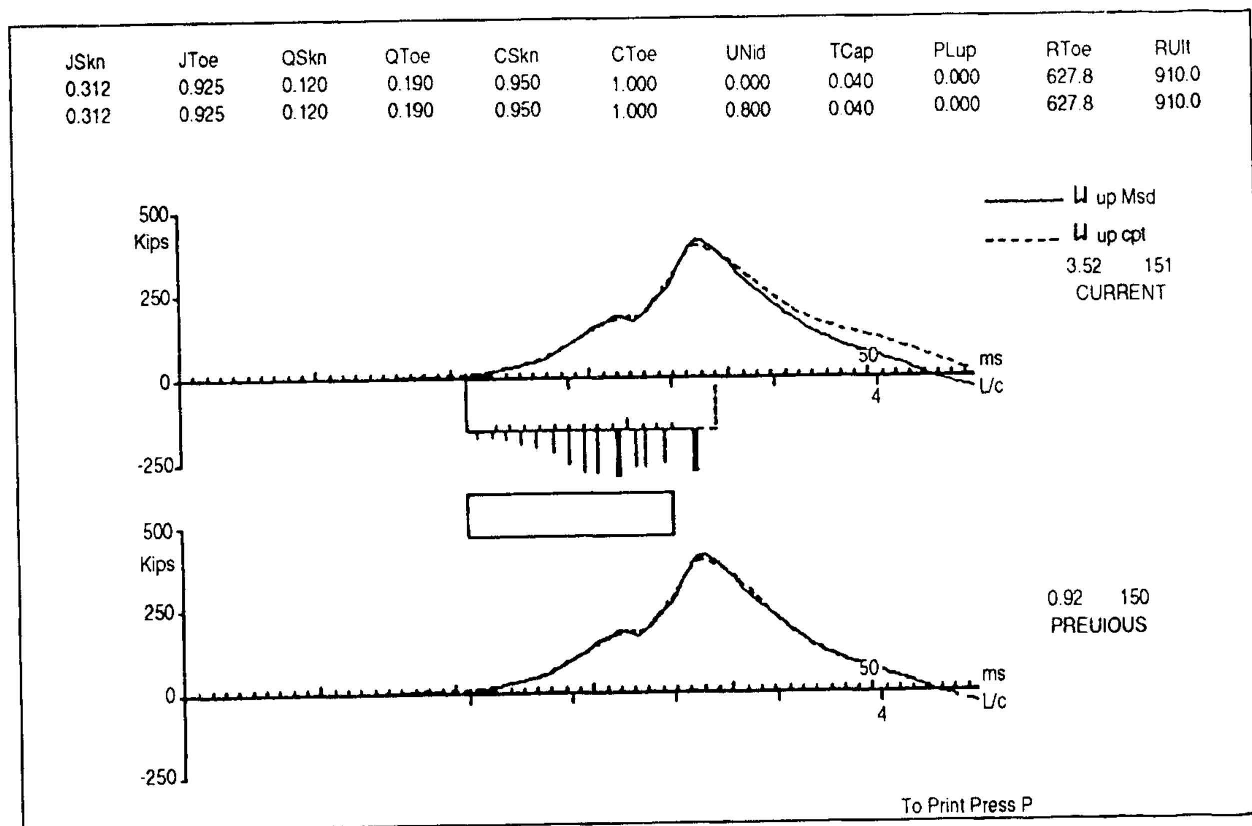
Hai đồ thị này thể hiện các biểu đồ lực - tốc độ, sóng lên - sóng xuống từ DG và FV. Lưu ý rằng thang trong đồ thị FW là 2,00. Đồ thị thứ hai thể hiện các hiệu chỉnh số liệu làm cho búa dieden khi sử dụng các đường thời gian T1 và T2, A1 và AC.



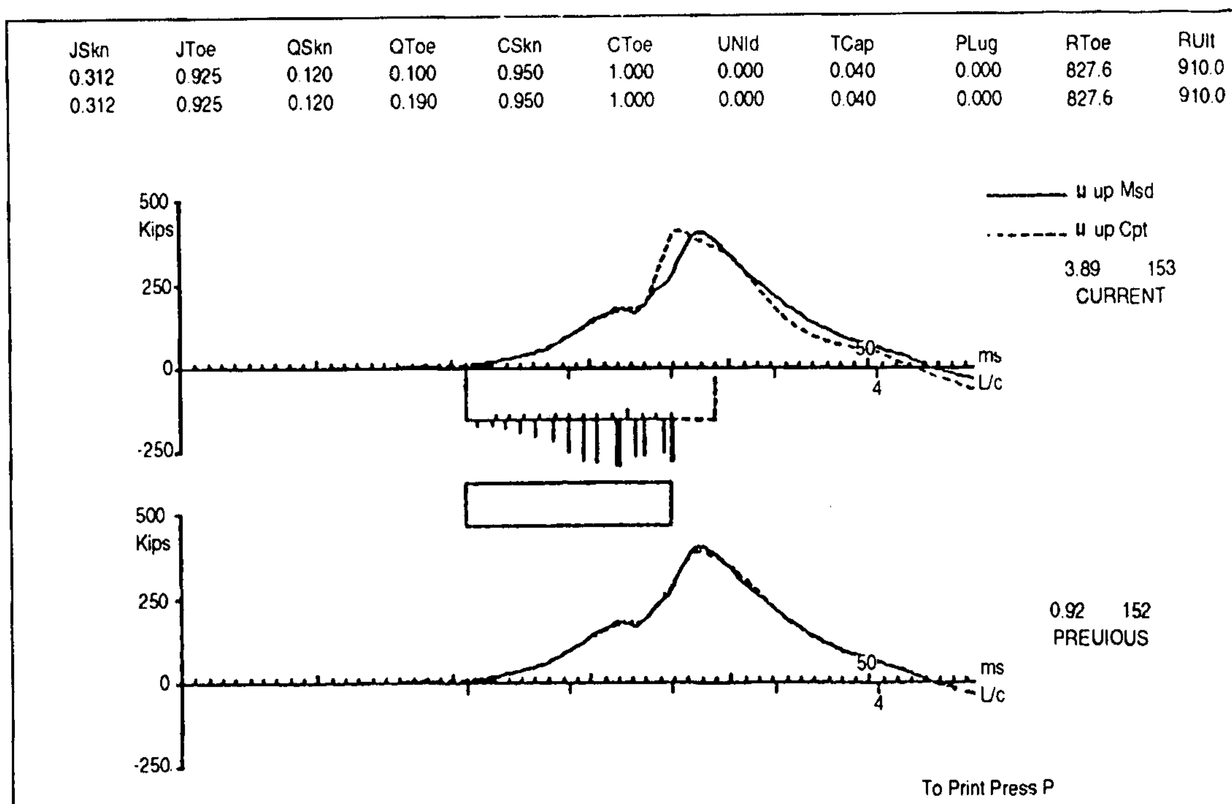
Hình 3.27: Lực - tốc độ, sóng lên - sóng xuống



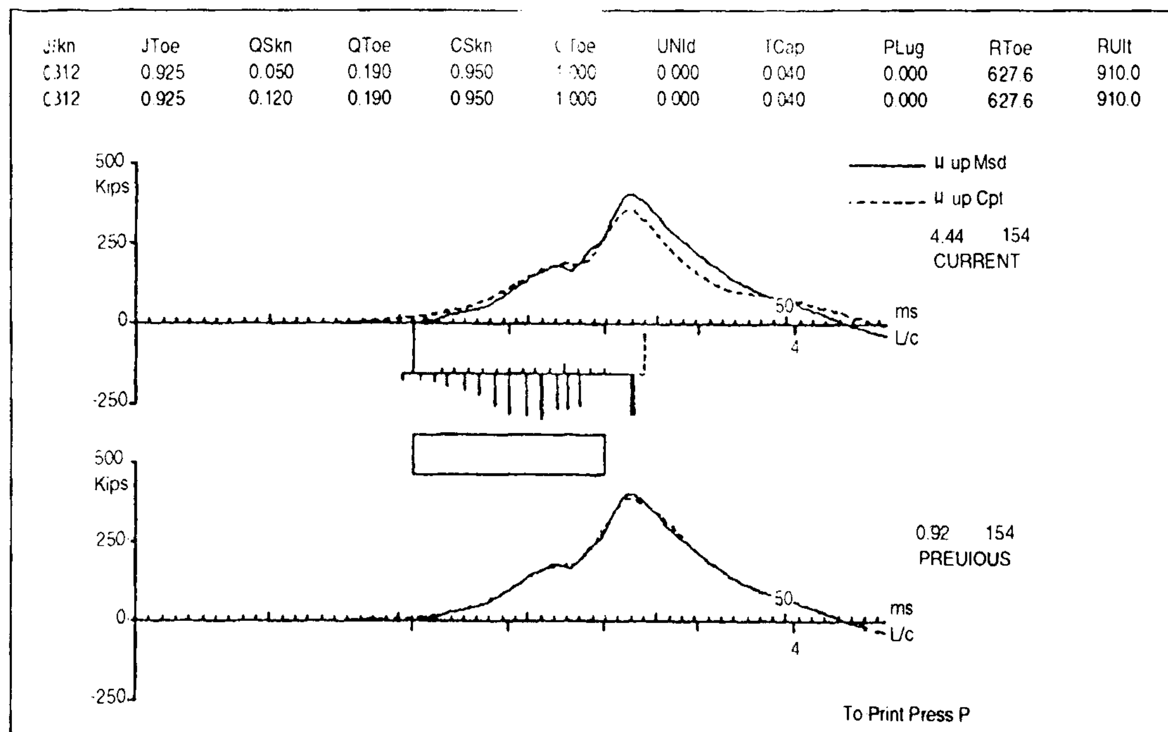
Hình 3.28: Màn hình hiệu chỉnh số liệu đi xuống



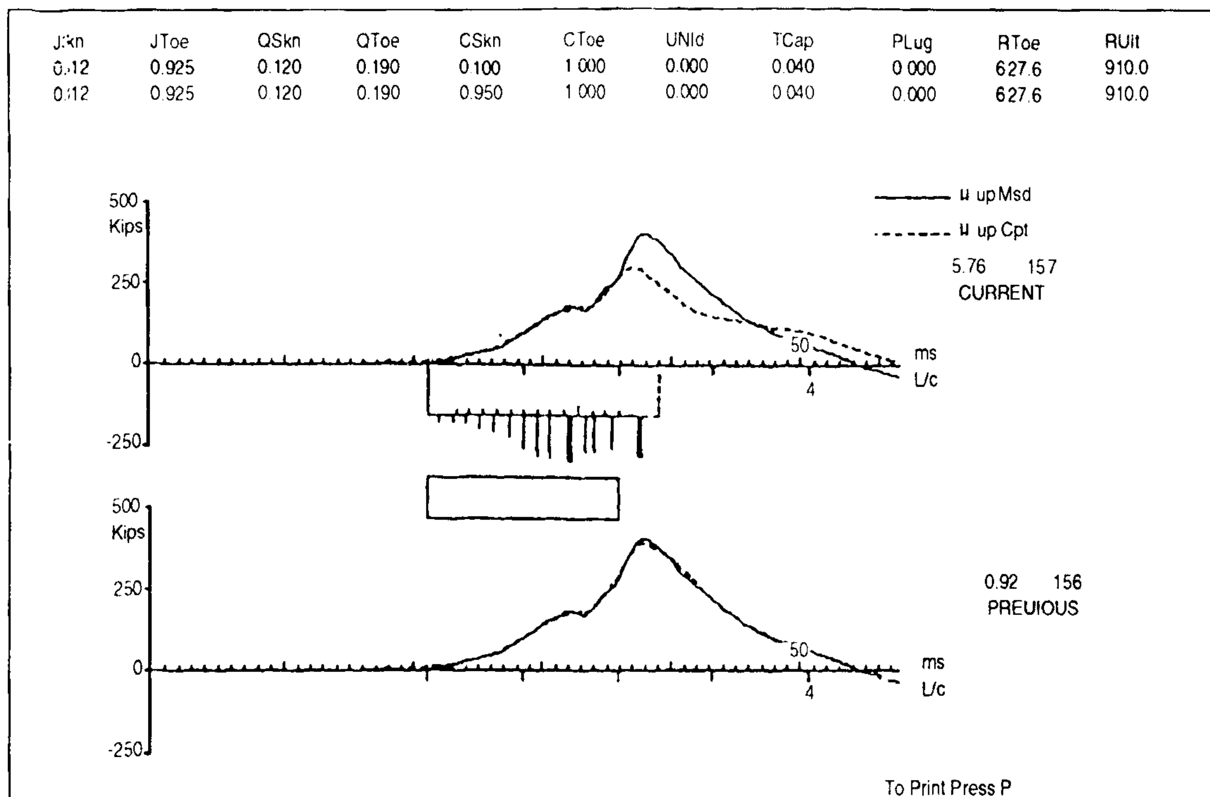
Hình 3.29: *Dỡ tải thấp từ 0,8 đến 0,00 (UNld = 0,00)*



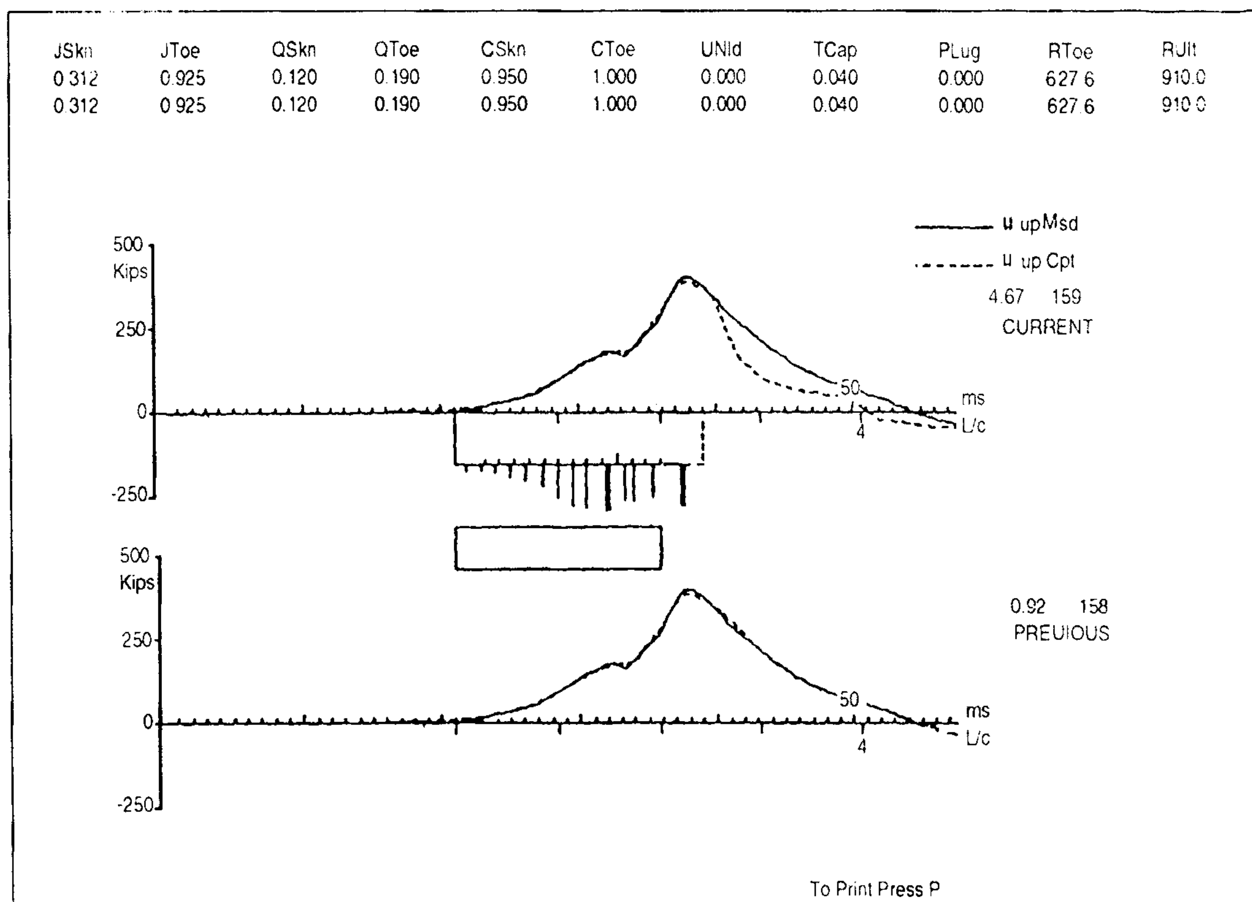
Hình 3.30: *Quake mũi cọc thấp từ 0,19 đến 0,10 (QToe = 0,10)*



Hình 3.31: Quake ma sát thấp từ 0,12 đến 0,05 (QSkn = 0,05)



***Hình 3.32:** Hệ số quake dỡ tải ma sát thấp từ 0,95 đến 0,10 (CSkn = 0,10)*



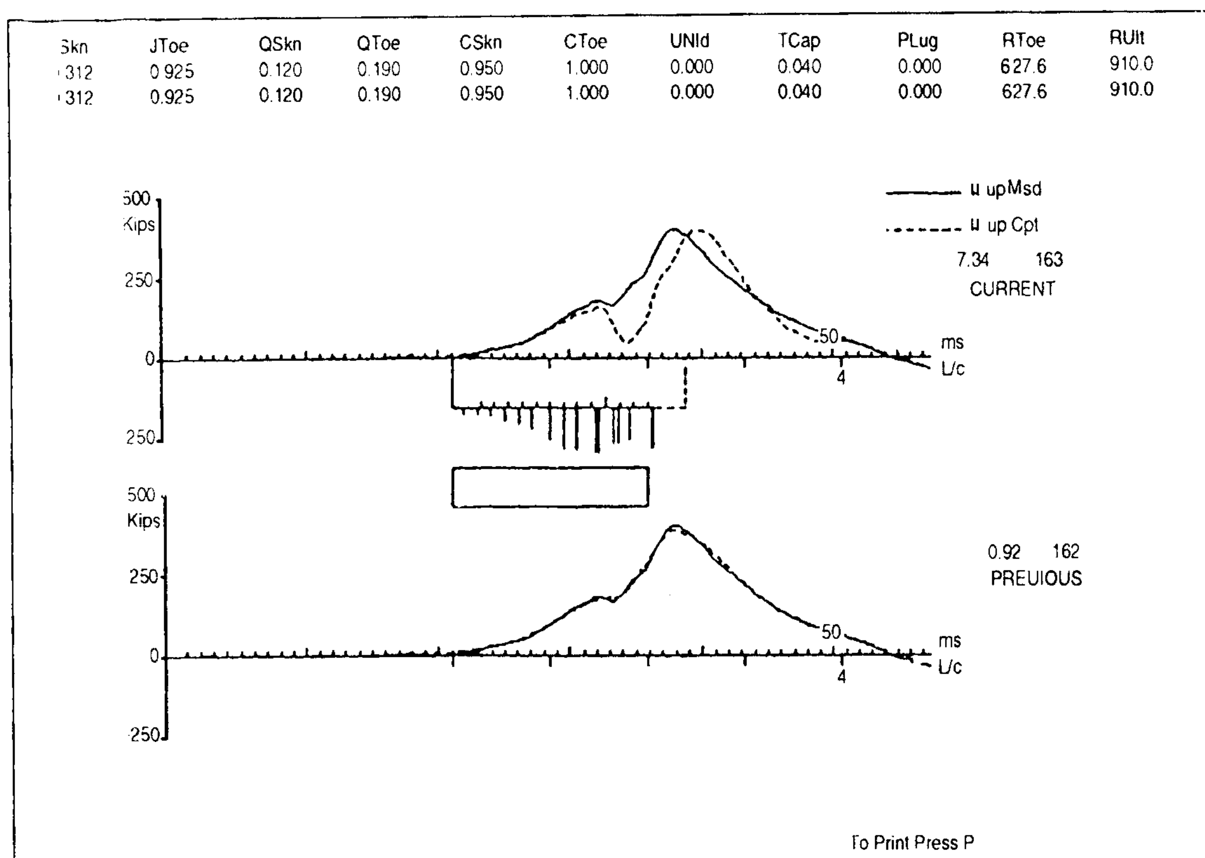
JSkn	JToe	QSkn	QToe	CSkn	CToe	UNld	TCap	PLug	RToe	RUlt
0.312	0.925	0.120	0.190	0.950	1.000	0.000	0.040	0.000	627.6	910.0
0.312	0.925	0.120	0.190	0.950	1.000	0.000	0.040	0.000	627.6	910.0

Hình 3.33: *Hệ số quake dỡ tải mũi cọc thấp từ 1,00 đến 0,10 (CToe = 0,10)*

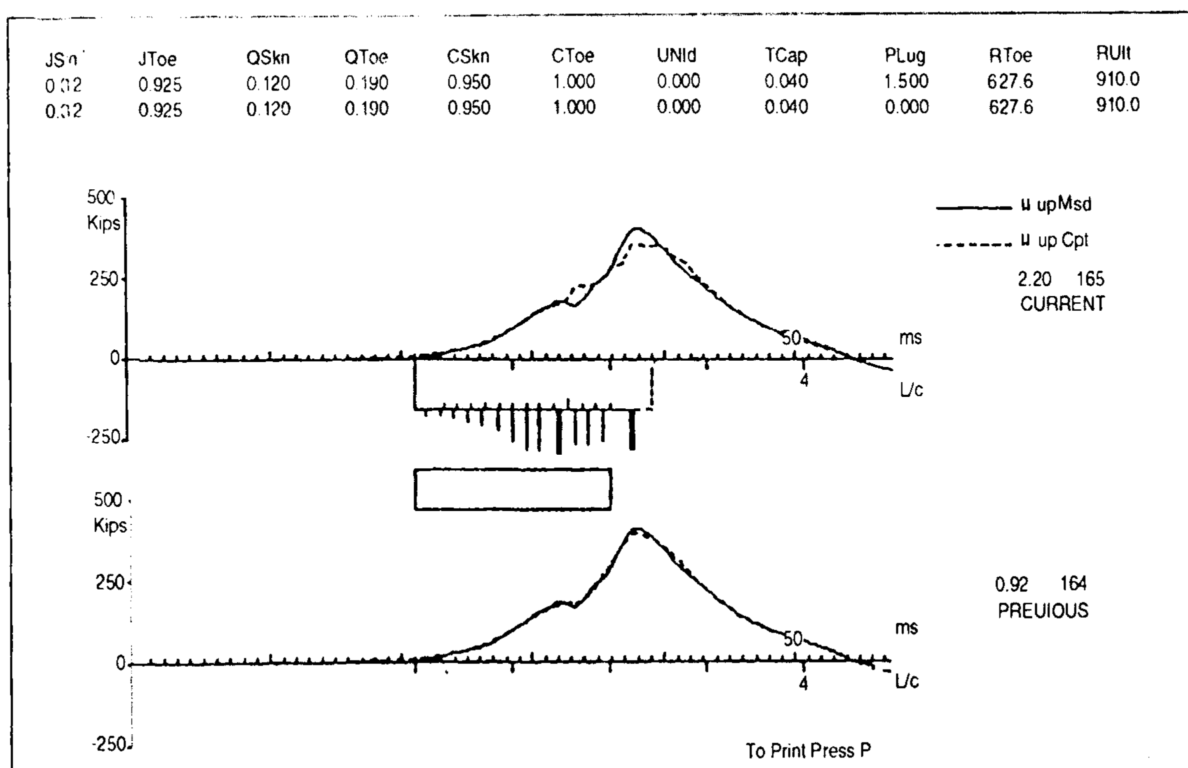
JSkn	JToe	QSkn	QToe	CSkn	CToe	UNld	TCap	PLug	RToe	RUlt
0.312	0.925	0.120	0.190	0.950	1.000	0.000	0.040	0.000	627.6	910.0
0.312	0.925	0.120	0.190	0.950	1.000	0.000	0.040	0.000	627.6	910.0

500
Kips
250
0
-250
u upMsd
u up Cpt
3.42 161
CURRENT
50
ms
4
L/c
0.92 160
PREUIOUS
To Print Press P

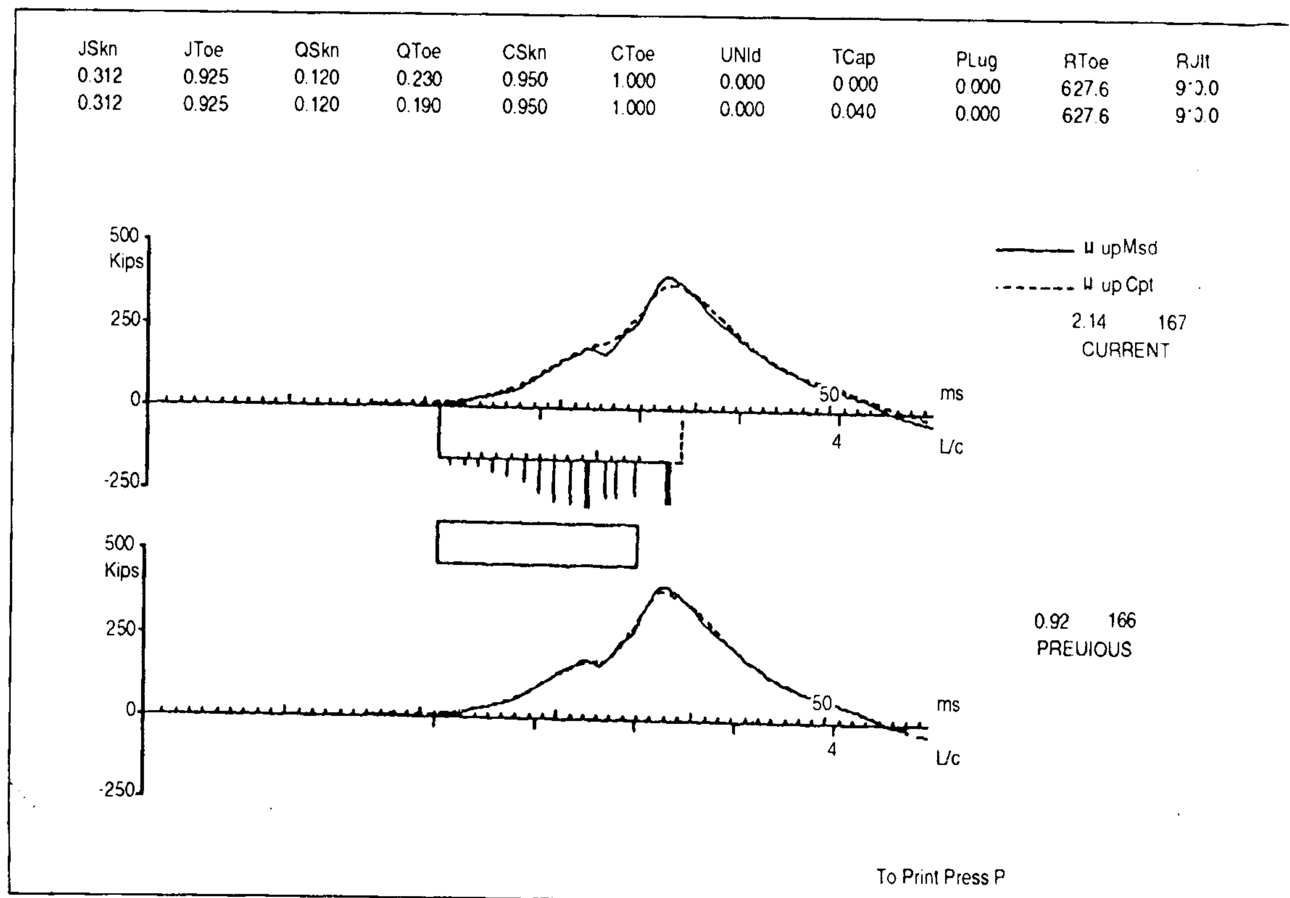
Hình 3.34: *Sức cản động ma sát thấp từ 0,312 đến 0,050 (JSkn = 0,050)*



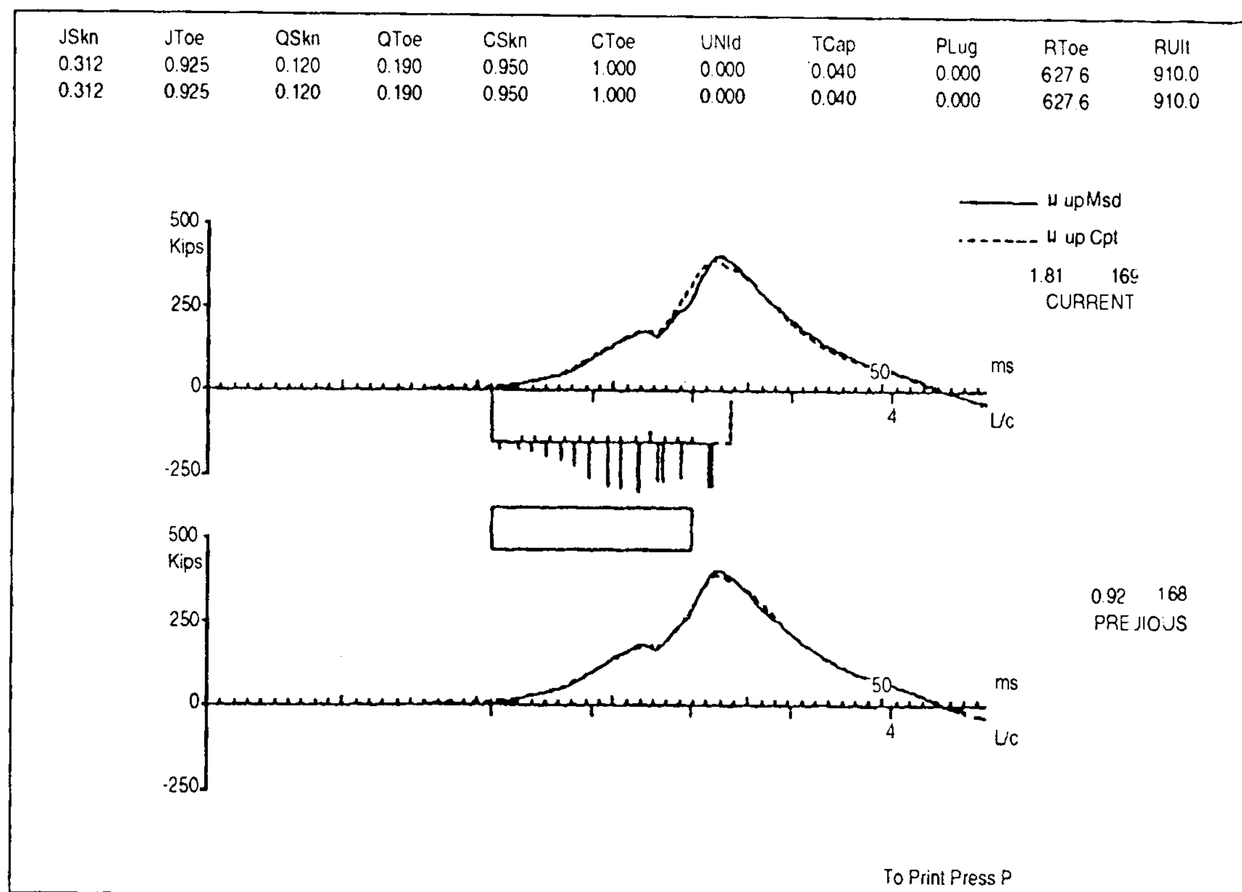
Hình 3.35: Sức cản động mũi cọc thấp từ 0,925 đến 0,300 (JToe = 0,300)



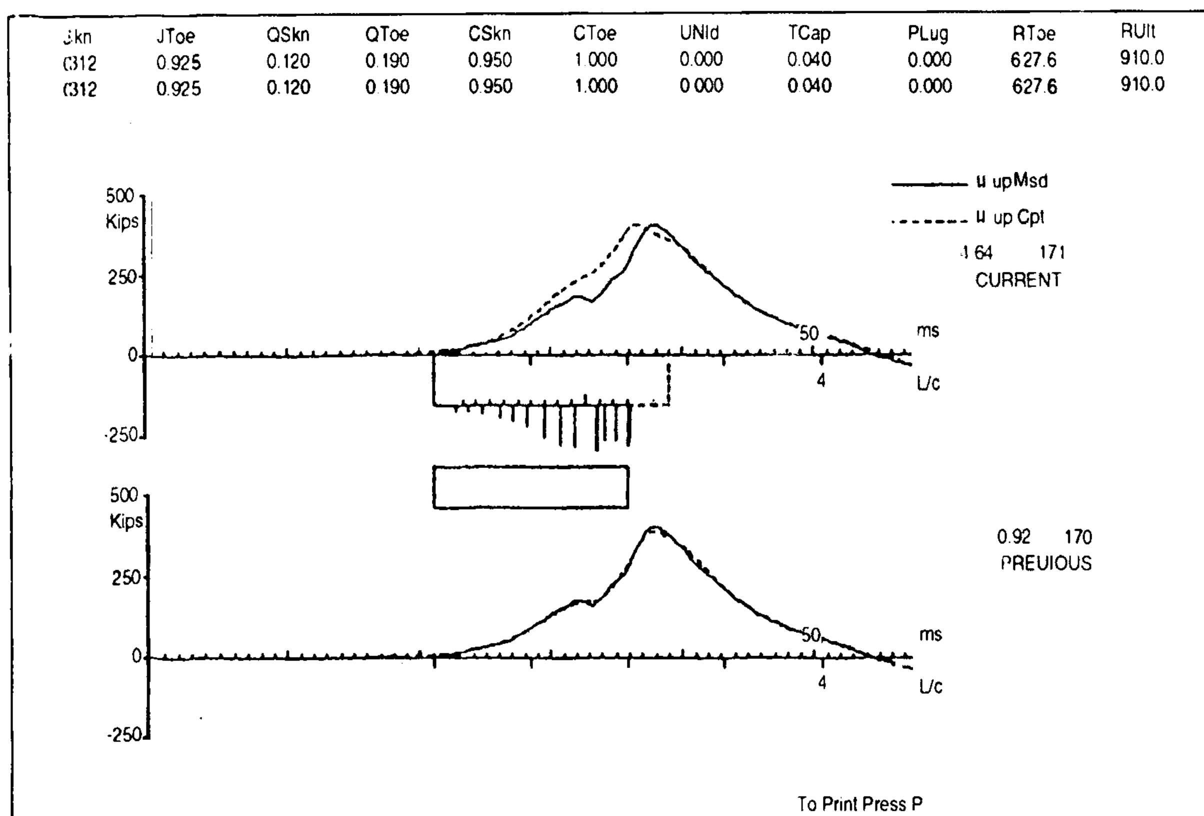
Hình 3.36: Trọng lượng Plug tăng từ 0,0 đến 1,5 (Plug = 1,5)



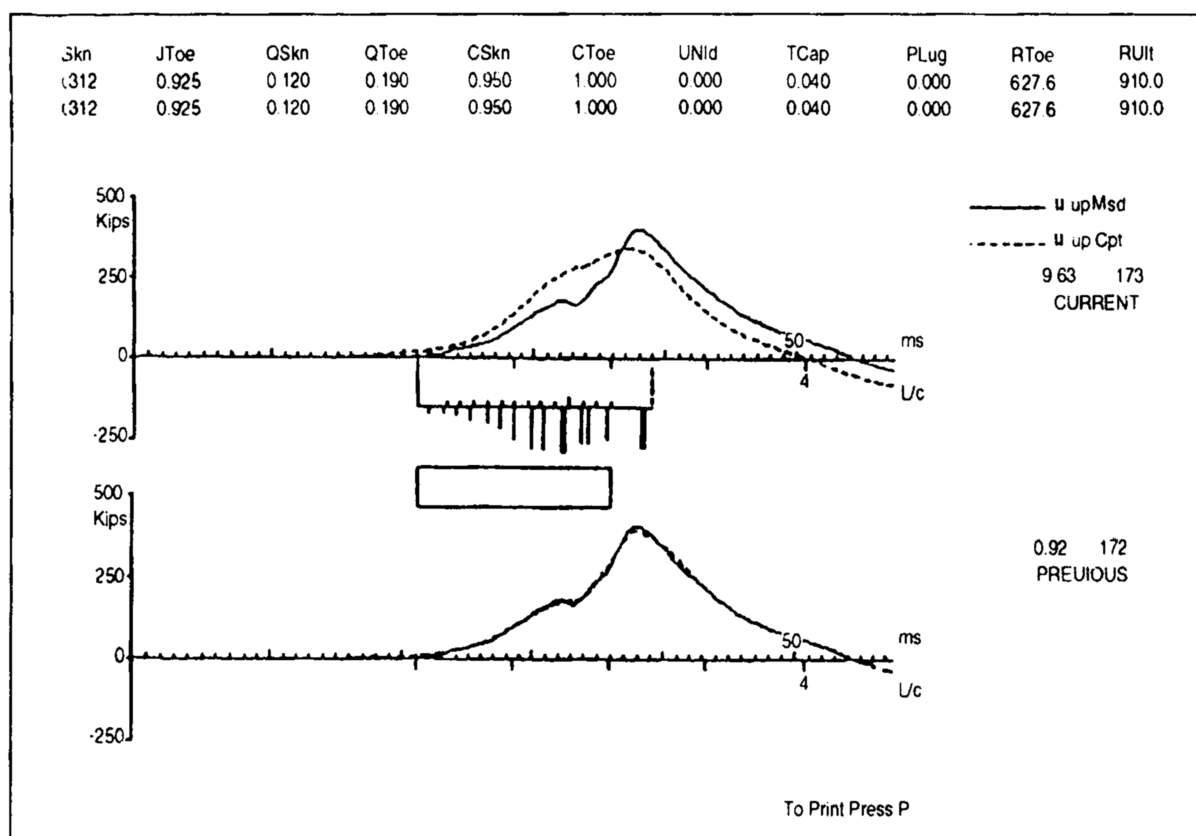
Hình 3.37: *Đặt quake mũi cọc đến Gap phù hợp tốt nhất cộng quake mũi cọc (QToe từ 0,19 đến 0,23; TGap từ 0,04 đến 0,0).*



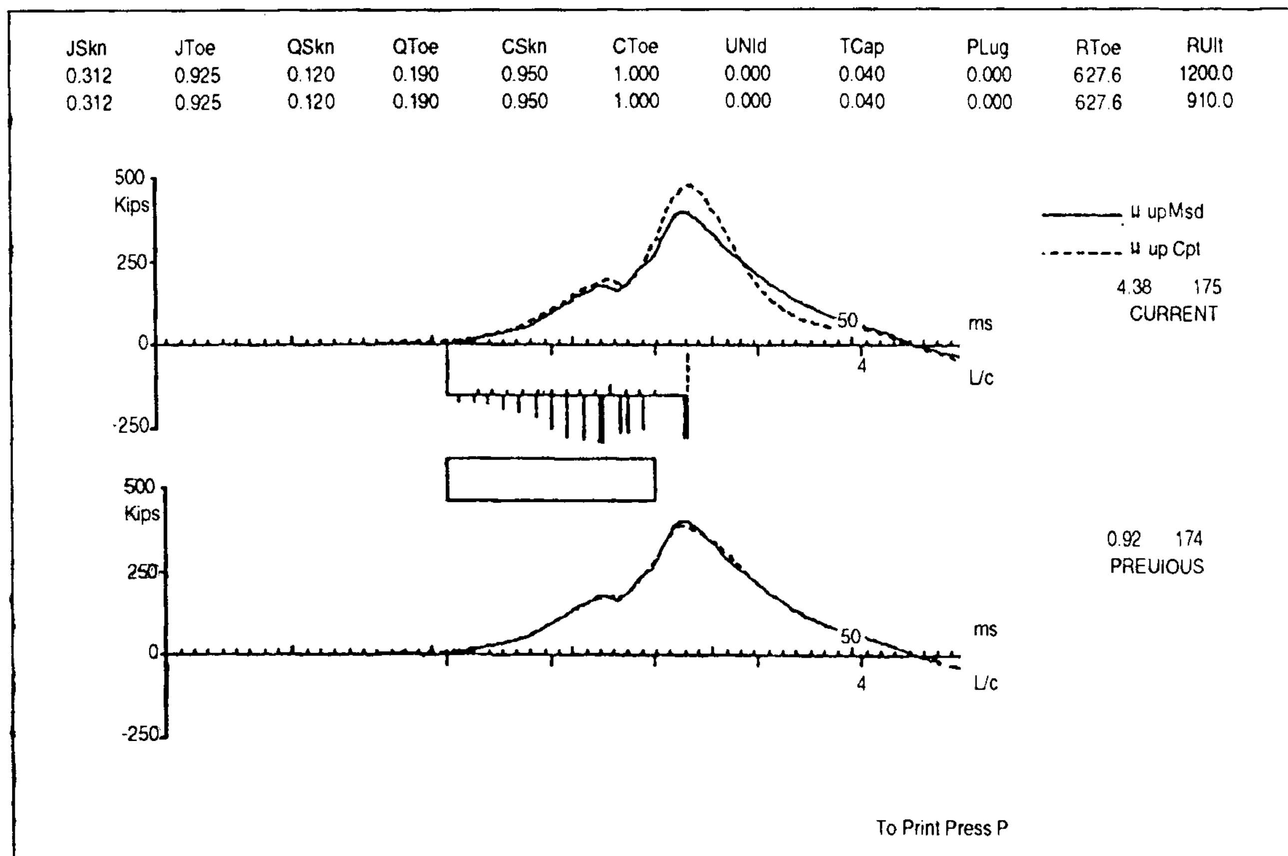
Hình 3.38: *Sức cản động cọc thấp từ 0,0 đến 0,3*



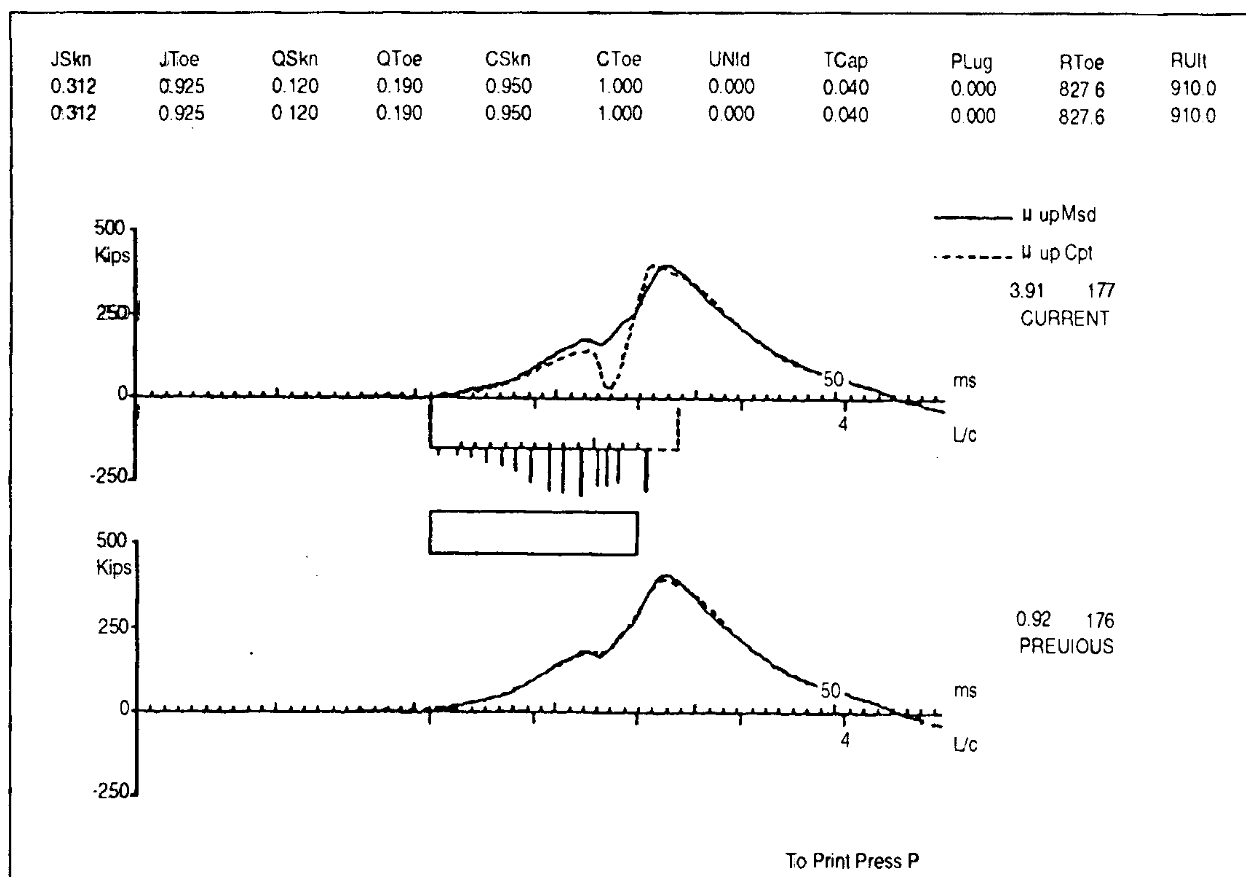
Hình 3.39: Phân tích ứng suất dư (REss = 2)



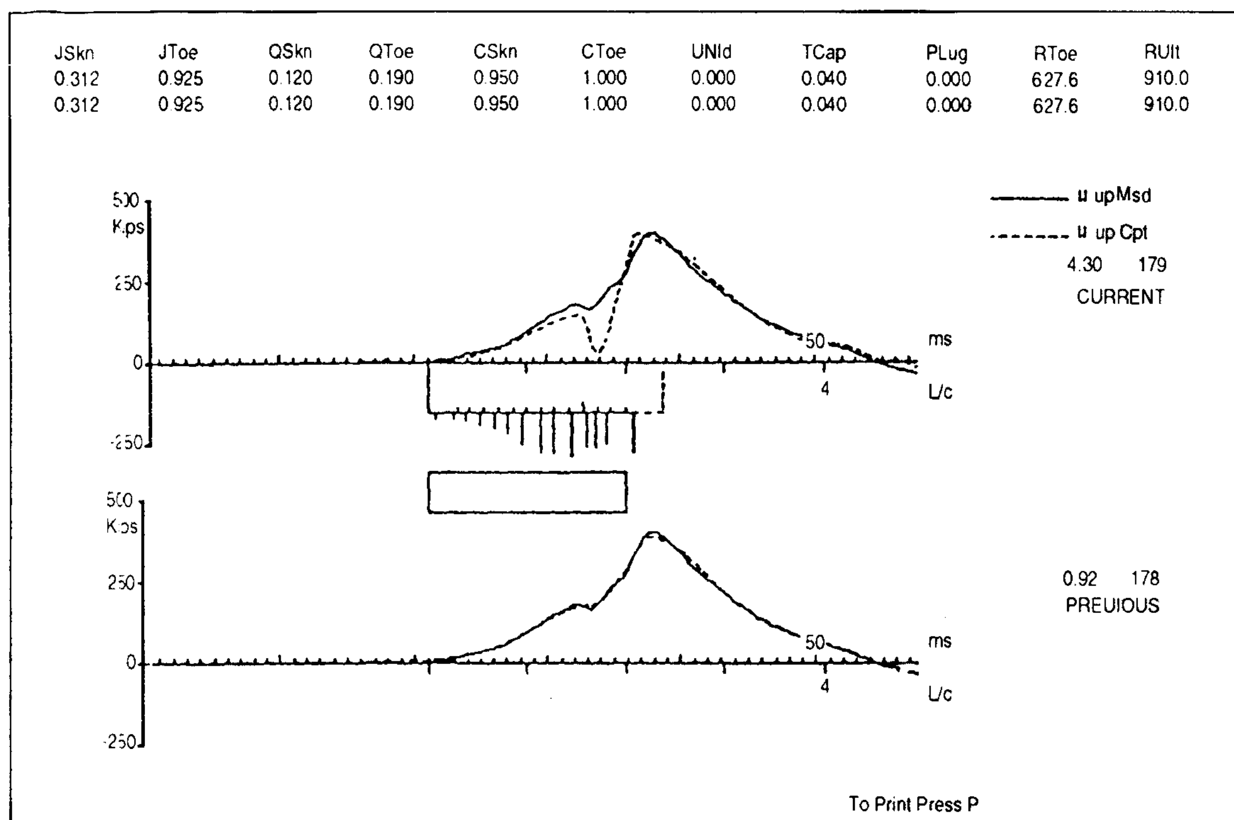
***Hình 3.40:** Một nửa sức kháng tĩnh mũi cọc (từ 628,0 đến 315,0) RUlt giữ tại 910,0 (tăng sức kháng thân cọc)*



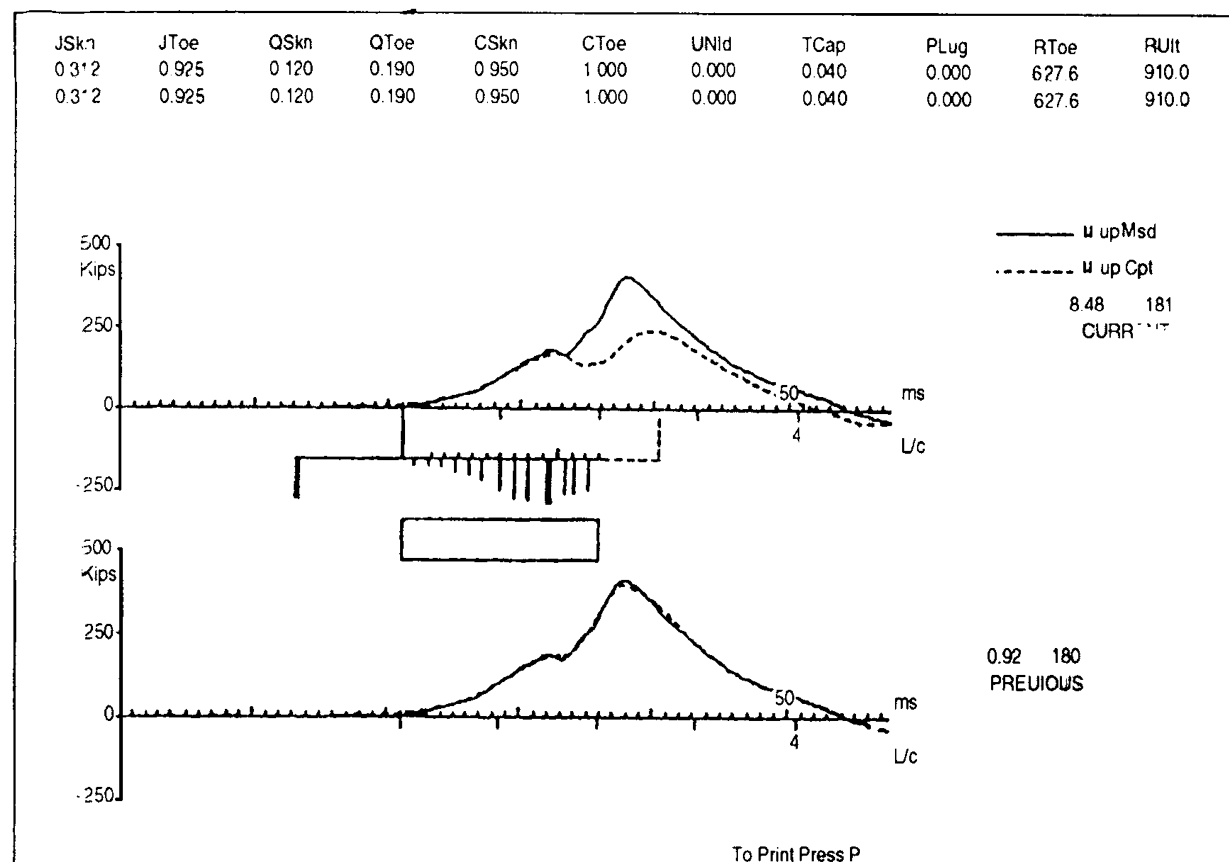
Hình 3.41: *RD tăng từ 910 đến 1200 với sự trao đổi tĩnh/động (JToe từ 0,925 đến 0,694; JSkn giữ không đổi)*



Hình 3.42: *Thay đổi sức cản động tại mũi cọc từ nhớt sang Smith với nhớt sau khi huy động tĩnh (OPtd = 2)*



Hình 3.43: *Thay đổi sức cản động mũi từ nhớt sang Smith thuần tuý (OPtd = 1).*



Hình 3.44: *Xét đến lan truyền sức cản động tại mũi cọc (BTpd = 2, MTdp = 5); chú ý sự huy động sức kháng không đầy đủ*

13. CÁC YÊU CẦU VỀ THỬ BIẾN DẠNG LỚN TRONG THỰC TẾ

Đã có một số nước ban hành tiêu chuẩn về phương pháp thử động biến dạng lớn cho cọc. Trong đó Mỹ là nước có tiêu chuẩn đầu tiên về phương pháp này và được một số nước khác dựa vào để tham khảo hoặc xây dựng tiêu chuẩn cho nước mình. Dưới đây trình bày một số yêu cầu cơ bản đã nêu trong tiêu chuẩn ASTM 4945-1989 "Tiêu chuẩn phương pháp thử cho thí nghiệm cọc động biến dạng lớn" và cũng đã được đưa vào tiêu chuẩn ngành về phương pháp thử động biến dạng lớn của Bộ Giao thông vận tải do tác giả làm chủ biên.

(A) Thiết bị

(A_1) Thiết bị tạo lực va chạm

Đặt lực va chạm : bất kỳ búa đóng cọc truyền thống nào hoặc các loại tương tự đều dùng để tạo lực va chạm, miễn là nó gây nên một sự xuyên có thể đo được của cọc, hoặc một sức kháng tĩnh ổn định có thể xác định được trong các địa tầng chịu tải, trong chu kỳ tối thiểu là 3 ms, vượt quá một mức độ đáng kể tải trọng làm việc ấn định cho cọc do người kỹ sư có trách nhiệm xác định. Thiết bị này được đặt sao cho sự va chạm đặt dọc trục trên đầu cọc và đúng tâm cọc.

(A_2) Thiết bị để đo động

- Các đầu đo lực hay ứng suất : thiết bị gồm các đầu đo có khả năng đo độc lập ứng suất và gia tốc theo thời gian tại các vị trí đặc trưng dọc theo trục cọc trong một chu kỳ va chạm. Mỗi loại ít nhất có 2 cái được gắn cẩn thận vào các vị trí đối diện nhau của cọc sao cho không bị trượt. Các đầu đo dùng cách bắt bu lông, dán hoặc hàn đều được. Đầu đo ứng suất có đầu ra tuyến tính vượt quá toàn bộ phạm vi ứng suất có thể có trong cọc. Khi được gắn, tần số tự nhiên của nó sẽ vượt quá 7.500 Hz. Ứng suất đo được sẽ tính đổi thành lực khi dùng tiết diện ngang của cọc và mô đun đàn hồi động ở vị trí đo đạc. Mô đun đàn hồi động đối với thép có thể lấy từ 29 đến 30.10^6 psi. Mô đun đàn hồi động của cọc bê tông cốt thép và cọc gỗ được xác dịnh khi thí nghiệm nén tuân theo phương pháp thí nghiệm ASTM-C469 và các phương pháp ASTM-D198. Cũng có thể tính theo tốc độ sóng được xác định theo chỉ dẫn dưới đây:

Việc đo lực tiến hành bằng các đầu đo lực đặt giữa đầu cọc và búa đóng cọc, mặc dù thấy rằng một đầu đo có thể làm thay đổi các đặc trưng động của hệ thống đóng cọc. Các đầu đo lực sẽ có một điện trở khoảng từ 50 ÷ 200% điện trở của cọc. Tín hiệu ra cần phải tỷ lệ tuyến tính với lực dọc trục, ngay cả khi tải đặt lệch tâm. Dây nối giữa các đầu đo lực và cọc cần có khối lượng nhỏ nhất và đệm đầu cọc bé nhất để ngăn ngừa hư hỏng.

- Các đầu đo gia tốc, tốc độ hoặc chuyển vị : số liệu tốc độ thu được nhờ các gia tốc kế, với điều kiện tín hiệu này có thể xử lý tích phân trong thiết bị biến đổi số liệu. Tối thiểu 2 gia tốc kế với tần số cộng hưởng khoảng 7500 Hz đặt ở các khoảng cách xuyên

tâm đều nhau ở hai đầu đối diện theo đường kính của cọc, được gắn cẩn thận vào cọc sao cho không bị trượt. Dùng bu lông, dán hoặc hàn đều được. Các gia tốc kế tuyến tính nặng tối thiểu có gia tốc 1000g và 7500 Hz cho các kết quả tin cậy trên cọc bê tông. Đối với các cọc thép, nên dùng các gia tốc kế tuyến tính nặng có gia tốc đến 5000g.

Ngoài ra, các gia tốc kế a-c và d-c cũng có thể sử dụng được. Nếu sử dụng loại a-c, hằng số thời gian tối thiểu là 0,2 giây. Các đầu đo tốc độ và chuyển vị cũng được chọn để thu các số liệu tốc độ nếu chúng tương đương về tính năng với các gia tốc kế chuyên dụng.

- Vị trí các đầu đo :

Các đầu đo được đặt đối diện theo đường kính và có khoảng cách xuyên tâm đều nhau, ở khoảng cách trục như nhau tính đến đáy của cọc để phép đo không bị ảnh hưởng do cọc chịu uốn. Ở gần đầu phía trên, chúng được đặt cách đầu cọc ít nhất từ 1 đến 1,5 đường kính cọc. Điều này, thể hiện trong các hình từ 3.46 đến 3.51. Cần phải kiểm tra để đảm bảo chắc chắn rằng thiết bị sẽ không bị trượt. Các đầu đo phải được hiệu chỉnh đến độ chính xác 2% của phạm vi đo dự kiến.

Nếu khi sử dụng bộ phận nghi có hư hỏng, thì phải hiệu chỉnh lại các đầu đo (hoặc thay thế).

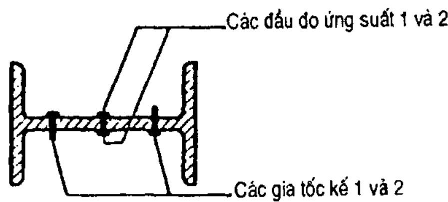
(A_3) Truyền tín hiệu

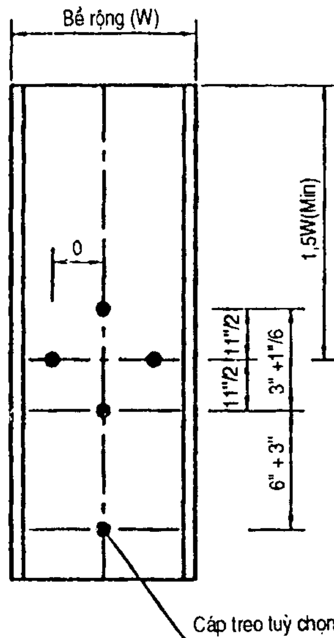
Các tín hiệu từ các đầu đo sẽ được truyền đến các thiết bị ghi, biến đổi và trình diễn số liệu (xem hình 3.48) bởi cáp hoặc tương đương. Cáp này sẽ hạn chế các nhiễu điện tử hoặc loại khác đến nhỏ hơn 2% so với tín hiệu lớn nhất thu được. Các tín hiệu do thiết bị thu được sẽ tỷ lệ tuyến tính với các phép đo trên cọc trong toàn bộ phạm vi tần số của thiết bị.

(A_4) Các thiết bị để ghi, xử lý và trình diễn số liệu

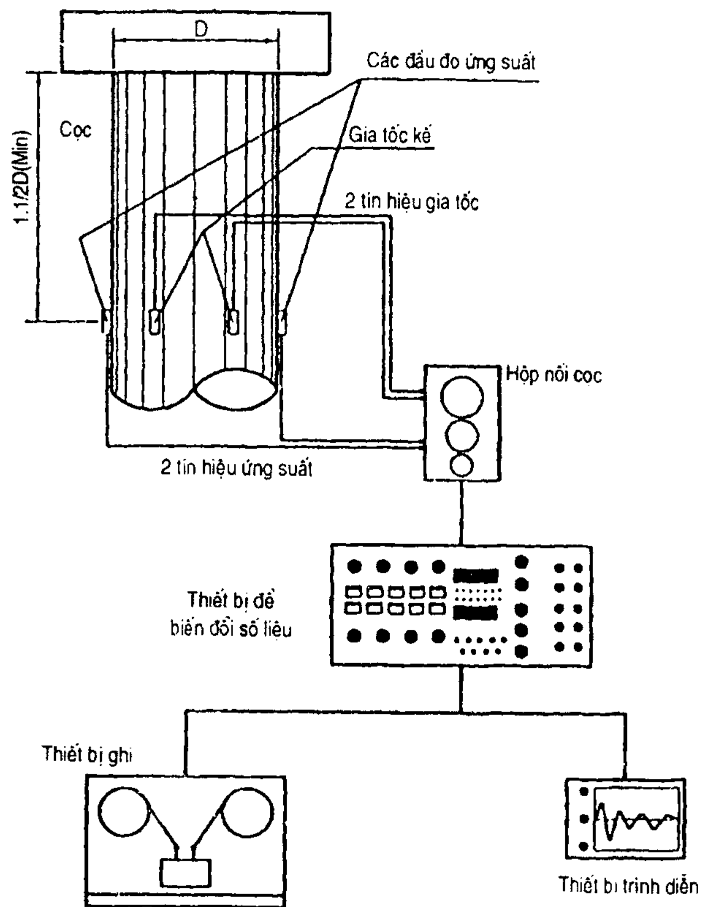
- Tổng quát : Các tín hiệu từ các đầu đo (xem hình 3.46) trong một chu kỳ va chạm sẽ được truyền đến một thiết bị để ghi, biến đổi và trình diễn số liệu cho phép xác định lực và tốc độ theo thời gian. Nó cũng có thể được dùng để xác định gia tốc, chuyển vị của đầu cọc và năng lượng truyền lên cọc. Thiết bị này bao gồm một osciloscope hoặc một oscillograph để trình diễn các đồ thị lực và tốc độ, một máy ghi băng từ hoặc tương đương để ghi lại dùng cho phân tích sau này và các thiết bị để biến đổi số liệu : các thiết bị để ghi, biến đổi và trình diễn số liệu có đặc tính hoặc đã hiệu chỉnh bên trong về ứng suất, gia tốc và thang thời gian. Sai số không vượt quá 2% của tín hiệu lớn nhất thu được. Sơ đồ bố trí điển hình của loại thiết bị này thể hiện trên hình 3.47.

- Thiết bị ghi : các tín hiệu từ các đầu đo sẽ được ghi điện tử dưới dạng tương tự hoặc số sao cho các thành phần tần số nhỏ hơn 1500 Hz (-3dB) sẽ bị bỏ đi. Trong dạng số ít nhất mỗi kênh số liệu có tần số mẫu tối thiểu là 5000 Hz.





Hình 3.45: Bố trí điển hình của thí nghiệm cọc động ứng suất cao



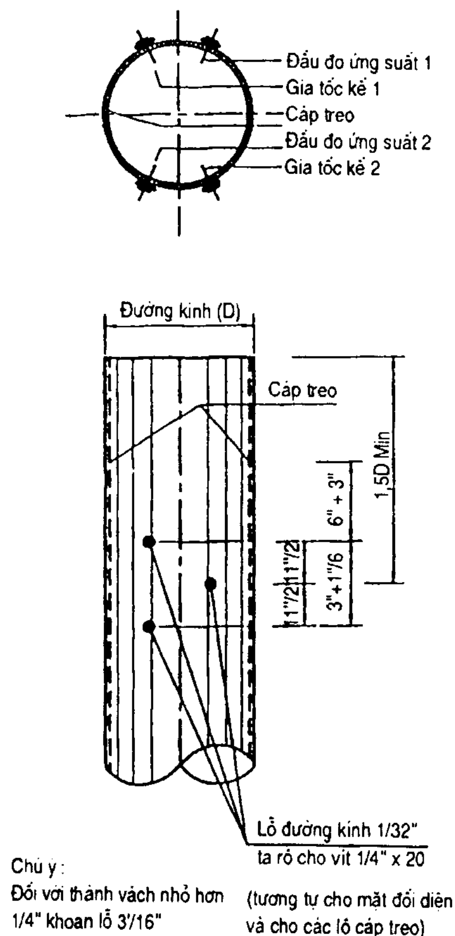
Hình 3.46 : Sơ đồ các thiết bị để kiểm tra động cọc.

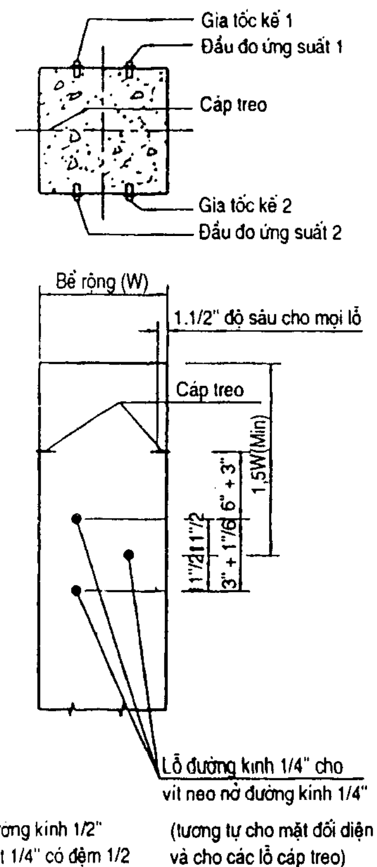
- Thiết bị biến đổi số liệu : thiết bị để biến đổi tín hiệu từ các đầu đo là một máy tính tương tự hoặc dạng số có ít nhất các chức năng sau :

- Đo lực : thiết bị đó có khả năng kiểm tra, khuếch đại và hiệu chỉnh tín hiệu cho hệ thống đo lực. Nếu sử dụng đầu đo ứng suất thiết bị sẽ tính được lực. Giá trị ra của lực được thường xuyên hiệu chỉnh về không trừ khi có va chạm.

- Số liệu tốc độ : nếu dùng gia tốc kế thiết bị sẽ tích phân gia tốc theo thời gian để thu được tốc độ. Nếu dùng các đầu đo chuyển vị, thiết bị sẽ vi phân chuyển vị theo thời gian để thu được tốc độ. Nếu cần thiết, thiết bị sẽ zero tốc độ giữa các chu kỳ va chạm và hiệu chỉnh tốc độ đầu đo ghi được để xét đến việc trôi số không của đầu đo trong chu kỳ va chạm.

- Kiểm tra tín hiệu : việc kiểm tra tín hiệu lực và tốc độ sẽ có các đường cong đẳng tần số tương ứng để chống lại các độ lệch pha tương đối và sự sai khác biên độ tương đối.





Hình 3.47: *Bố trí điển hình việc gắn các đầu đo cho cọc ống*

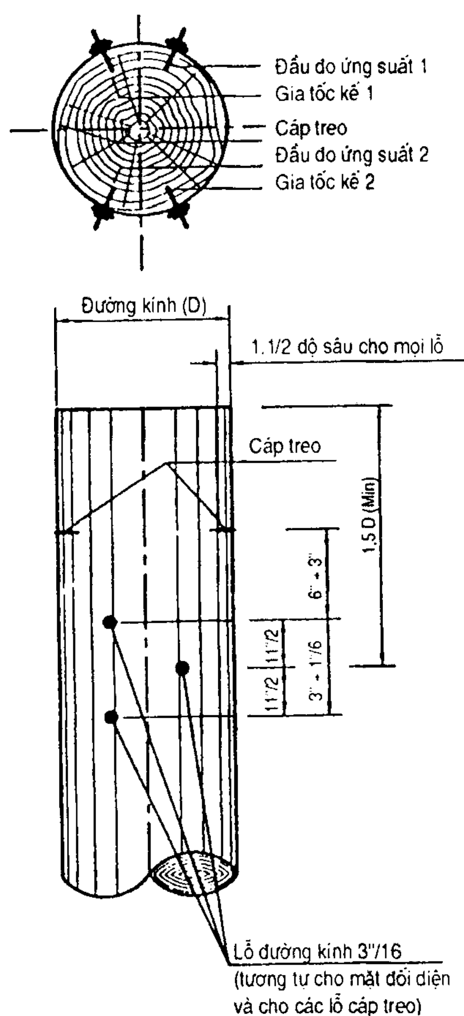
Hình 3.48 : *Bố trí điển hình việc gắn các đầu đo*

- Các thiết bị trình diễn : các tín hiệu từ các đầu đo nói trên sẽ được trình diễn bởi một thiết bị dạng oscillocope hoặc oscillograph, trên đó có thể quan sát lực và tốc độ theo thời gian cho từng nhát búa. Thiết bị này có thể thu được tín hiệu trực tiếp từ các đầu đo hoặc sau khi chúng đã được xử lý trong các thiết bị biến đổi số liệu. Thiết bị sẽ hiệu chỉnh việc biến đổi một tín hiệu có khoảng dài từ 5 đến 160 ms. Cả hai số liệu lực và tốc độ có thể được tạo lại cho từng nhát đập và thiết bị này có khả năng giữ lại và trình diễn tín hiệu từ từng nhát đập được lựa chọn với chu kỳ tối thiểu 30s.

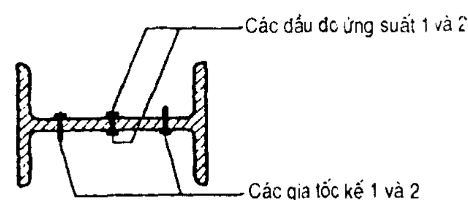
(B) Trình tự

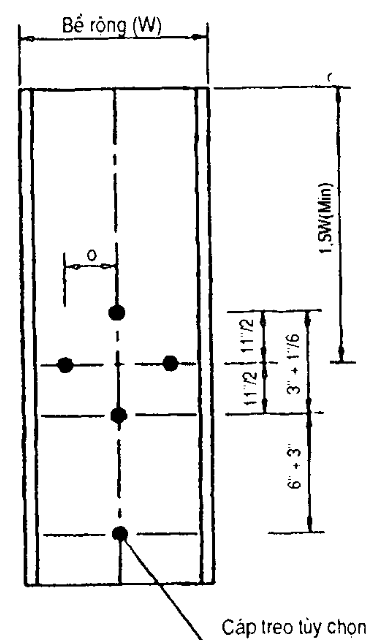
(B_1) Tổng quát

Ghi lại các thông tin của dự án đang tiến hành. Gắn các đầu đo lên cọc , tiến hành kiểm tra các hiệu chỉnh bên trong và lúc ngừng đo đem các số liệu đo động so sánh với các quan sát thông thường về sức kháng xuyên. Xác định các đặc trưng từ ít nhất 10



Hình 3.49 : Bố trí điển hình việc gắn các đầu đo cho cọc gỗ





Chú ý : Các lỗ có đường kính 5/16"

Hình 3.50 : Bố trí điển hình việc gắn các đầu đo cho cọc H

nhát đập ghi được khi mới đóng cọc và khi dùng để tính toán sức kháng của đất, thường từ 1 hoặc 2 nhát đại diện khi bắt đầu vỗ lại cọc. Các tín hiệu lực và tốc độ theo thời gian sẽ được biến đổi nhờ máy tính hoặc biến đổi bằng tay để tính lực, tốc độ và gia tốc, chuyển vị năng lượng đã xẩy ra trong một chu kỳ va chạm.

(B_2) Xác định tốc độ sóng ứng suất (không bắt buộc)

Đặt cọc trên các giá đỡ hoặc tự do trên mặt đất và không tiếp xúc với cọc bên cạnh hay các vật cản. Gắn gia tốc kế lên một đầu của cọc và dùng búa có trọng lượng thích hợp đập lên đầu kia. Chú ý không để làm hỏng hay sứt vỡ cọc. Ghi và trình diễn các tín hiệu của gia tốc kế. Đo khoảng thời gian giữa các đỉnh gia tốc cho, nhiều nhất có thể được, các chu kỳ phản xạ. Chia khoảng dài truyền tương ứng của sóng ứng suất cho thời gian đó sẽ xác định được tốc độ truyền sóng.

(B_3) Chuẩn bị

Chia cọc thật rõ ràng thành những khoảng thích hợp. Gắn cẩn thận các đầu đo lên cọc bằng bu lông, dán hoặc hàn. Đối với những vật liệu cọc không phải là thép, xác

định tốc độ sóng . Đặt thiết bị tạo lực va chạm sao cho lực dọc trục và đúng tâm cọc. Lắp đặt các thiết bị để ghi, biến đổi và trình diễn số liệu sao cho dễ 'hao tác và các tín hiệu lực, tốc độ ở không.

(B_4) Đo

Ghi số lần va chạm cho từng đợt cọc xuyên vào đất. Đối với búa rơi tự do và búa đieden đơn động và búa hơi nước, ghi lại độ cao rơi hay chiều dài hành trình của búa. Ghi lại số nhát đập trong một phút do búa tạo nên. Đối với các buá điedeh song động do áp suất nảy lên, đối với búa hơi nước song động hoặc búa khí nén đo áp suất hơi nước hoặc khí nén trong đường ống áp lực dẫn đến búa. Thực hiện ghi v` trình diễn một loạt các số đo lực và tốc độ. So sánh lực và tích số tốc độ với điện trở (xem 3.2.1) tại thời điểm va chạm.

Chú ý :

- *Nếu các số liệu đo động dùng để tính sức chịu tải thì tiến hành đo động khi vỗ lại cọc vào thời điểm đủ dài sau khi kết thúc đóng cọc ban đầu để cho phép xảy ra sự thay đổi sức kháng của đất và áp lực nước lỗ rỗng. Các điều kiện địa chất khá như các lớp dễ nén ép bên trên cần luôn xem xét đến để đưa vào trong tính toán sức chịu tải.*
- *Trước khi đóng cọc cần kiểm tra sao cho vật liệu và các thiết bị không bị vỡ, rơi xuống đe dọa an toàn cho những người làm bên dưới.*
- *Nếu đòi hỏi đo độ chối đàn hồi, gắn một tấm có thể chuyển động được lên cọc và lắp một dầm đo nằm ngang trên mặt đất tiếp giáp với cọc. Vẽ một đường cơ sở trên tấm đó từ dầm đo nằm ngang trước và sau mỗi lần va chạm.*

(B_5) Kiểm tra chất lượng số liệu

Để khẳng định chất lượng số liệu, định kỳ so sánh về sự tỷ lệ thuận giữa lực và tích số tốc độ với điện trở cọc tại thời điểm va chạm, so sánh về sự nhất quán giữa lực hay tốc độ theo thời gian cho một loạt các trường hợp va chạm được lựa chọn và kế tiếp nhau. Các tín hiệu phù hợp và tỷ lệ thu được từ các đầu đo lực hoặc ứng suất từ các đầu do gia tốc, tốc độ và chuyển vị là kết quả của một hệ thống các đầu đo và thiết bị ghi, biến đổi và trình diễn những số liệu đã được hiệu chỉnh đúng. Nếu các tín hiệu không tỷ lệ, tìm nguyên nhân và khắc phục. Nếu nguyên nhân là do một đầu đo nào đó thì phải hiệu chỉnh lại trước khi tiếp tục dùng. Tiến hành kiểm tra hiệu chỉnh bên trong khi bắt đầu và khi kết thúc mỗi một lần lấy số liệu.

Chú ý : *Mọi bộ phận của thiết bị đo động và thiết bị ghi, biến đổi và trình diễn số liệu cần phải hiệu chỉnh ít nhất một lần trong một năm.*

(B_6) Phân tích số liệu đo

- Thu thập lực và tốc độ từ phần đọc của thiết bị biến đổi số liệu hoặc từ thiết bị trình diễn . Ghi lực và tốc độ va chạm và các lực max, min của các lần va chạm đại diện được lựa chọn. Thu nhận gia tốc max trực tiếp từ tín hiệu của gia tốc kế hay lấy vi phân tốc độ theo thời gian ghi được. Thu nhận chuyển vị từ việc ghi chép công tác đóng cọc,

đường cong độ chối đàn hồi và từ đầu đo chuyển vị, hoặc bằng cách lấy tích phân tốc độ theo thời gian ghi được. Thu nhận năng lượng truyền max tại vị trí đầu đo.

- Các số liệu ghi được có thể dùng để phân tích trên máy tính. Các kết quả phân tích bao gồm : đánh giá tính nguyên vẹn của cọc, sự làm việc của hệ thống đóng cọc và ứng suất đóng cọc động max. Các kết quả có thể được dùng để tính sức kháng tĩnh của đất và sự phân bố của chúng trên cọc tại thời điểm thử nghiệm. Việc sử dụng tiếp theo các số liệu này là một vấn đề đòi hỏi sự hiểu biết và có nhiều kinh nghiệm.

Chú ý :

Thông thường có sự phù hợp tốt hơn giữa sức kháng huy động được và sức chịu tải khi đo độ xuyên của cọc cho mỗi lần va chạm.

Việc đánh giá sức chịu tải tĩnh của đất và sự phân bố của chúng được dựa trên một số các phương pháp giải tích và phụ thuộc vào trình độ chuyên môn cá nhân. Đầu vào phương pháp giải tích có thể có hoặc không dẫn đến việc đánh giá động phù hợp với các số liệu thử tải trọng tĩnh. Điều đó đòi hỏi và cần phải hiệu chỉnh kết quả thử động với các kết quả thử cọc tải trọng tĩnh thực hiện theo phương pháp ASTM-D1143.

(C) Báo cáo

Báo cáo thử động bao gồm các nội dung sau :

- Tổng quát .

. Đặc điểm công trình

. Vị trí công trình

. Vị trí nơi thí nghiệm

. Chủ đầu tư

. Kỹ sư kết cấu

. Kỹ sư địa chất công trình

. Nhà thầu công tác cọc

. Nhà thầu khoan địa chất

. Tên và vị trí của lỗ khoan thí nghiệm gần nhất và quan hệ tới vị trí cọc thử và mốc kiểm tra cao độ

. Mặt cắt của lỗ khoan gần nhất

. Mốc kiểm tra mặt bằng

. Mốc kiểm tra cao độ

- Thiết bị đóng cọc :

. Nước sản xuất, ký hiệu, loại, kích cỡ và lý lịch của búa

. Trọng lượng của búa và piston

. Tốc độ và hành trình của búa

. Năng lượng của búa.

. Công suất nồi hơi hay máy nén khí

. Loại, đường kính và độ cứng của đệm búa và đệm đầu cọc

. Trọng lượng và đường kính của mũ đầu cọc

. Mô tả và vẽ chi tiết giá dẫn hướng

. Kích thước của các thiết bị khoan trước và phụt vữa

. Loại, kích thước, chiều dài và trọng lượng, diện tích truyền ứng suất của lõi cọc

. Đặc tính chi tiết của bất kỳ loại thiết bị chuyên dụng nào dùng để tạo lực va chạm

- Cọc thử :

. Đặc tính kỹ thuật và vị trí cọc thử

. Tải trọng làm việc của cọc

. Loại cọc

. Vật liệu cọc thử bao gồm đặc tính và cường độ

. Kích thước đầu và mũi cọc

. Chất lượng chung của cọc thử bằng gỗ bao gồm : loại gỗ, sự xuất hiện của mắt gỗ, kiểm nghiệm rạn nứt, khe hở và độ thẳng của gỗ.

. Xử lý, ngâm tẩm và tăng cường chất lượng cọc thử bằng gỗ, gồm các giấy chứng nhận.

. Bề dày thành của cọc thử loại ống

. Trọng lượng trên một đơn vị chiều dài của cọc thử hình chữ H

. Mô tả cốt thép hay bảo vệ của đầu cọc thử

. Việc bơm dầu cho búa điezen

. Mô tả các quá trình đóng cọc đặc biệt đã được dùng như các cọc rút ống vách

. Loại và vị trí mối nối cọc

. Nhật ký đóng cọc

. Sức kháng xuyên cuối cùng

. Quan sát bằng mắt độ nảy của búa trong đợt đóng cuối cùng và số nhát búa trên 1 phút

. Độ xuyên của 2 đợt 5 nhát búa cuối cùng

. Sức kháng xuyên lúc vỗ lại

. Khi đệm búa bị thay đổi (mô tả trong nhật ký)

. Khi đệm đầu cọc bị thay thế (mô tả trong nhật ký)

. Nguyên nhân và thời gian của việc ngừng đóng cọc

. Ghi chép tất cả hiện tượng bất thường xảy ra trong khi đóng cọc

- Thử động

. Mô tả, các số liệu kiểm tra, ngày kiểm tra của tất cả các thành phần thiết bị để đo động, thiết bị ghi, biến đổi và trình diễn số liệu.

. Ngày thử cọc

. Các đặc điểm của cọc thử

. Mô đun đàn hồi, tỷ trọng, tốc độ sóng của cọc thử, cách xác định

. Trình tự cọc thử được tiến hành, như khi kết thúc đóng cọc và lúc bắt đầu khi vỗ lại.

. Chiều dài cọc khi đóng, đã đóng xong và phía dưới thiết bị đo động

. Sức kháng xuyên trong khi thử động

. Phạm vi, bình quân và độ lệch chuẩn của các số đo lực nén max và min

. Phạm vi, bình quân và độ lệch chuẩn của số liệu tốc độ va chạm

. Phạm vi, bình quân và độ lệch chuẩn của các số đo gia tốc lớn nhất

. Phạm vi, bình quân và độ lệch chuẩn của việc đo độ xuyên cọc cuối cùng

. Phạm vi, bình quân và độ lệch chuẩn của số liệu năng lượng lớn nhất và cuối cùng.

. Lý thuyết truyền sóng một chiều nào đã được sử dụng cho việc phân tích công tác đóng cọc, nêu các tham khảo

. Các biến số đã được đưa vào lý thuyết sóng như độ chặt, tính truyền chấn, sức kháng.

. Sức kháng tính toán của đất tác động trên cọc ở thời điểm thử cọc và cách tính

. Nhận xét tính nguyên vẹn của cọc.

Chú ý: *Số liệu về lực, tốc độ, gia tốc, độ xuyên và năng lượng có thể được ghi ở bất cứ điểm muốn quan tâm nào trong quá trình đóng cọc. Độ lệch tiêu chuẩn của những giá trị này được tính toán với ít nhất 20 nhát búa liên tục.*

14. CÁC CÔNG TRÌNH THỰC TẾ Ở VIỆT NAM

Viện Khoa học Công nghệ Giao thông vận tải (Trung tâm Tư vấn thiết kế và chuyển giao công nghệ các công trình giao thông vận tải - INCOCEN) từ năm 1995 đến nay đã tiến hành thí nghiệm trên 200 cọc bằng phương pháp thử động biến dạng lớn. Trong số đó có đủ các loại hình cọc như cọc đóng và cọc khoan nhồi, cọc bằng các loại vật liệu khác nhau,có các tiết diện khác nhau, cọc bê tông cốt thép (BTCT) thường hay ứng suất trước, cọc có điều kiện làm việc khác nhau như cọc treo, cọc chống trong các điều kiện đất khác nhau... Các số liệu này, có một số trường hợp được so sánh với phương pháp thử tĩnh là phương pháp vẫn được coi là chuẩn để đối chứng về độ chính xác của các phương pháp khác. Dưới đây trình bày một số kết quả được chọn đại diện cho các loại hình cọc để độc giả tham khảo.

(A) Cọc đóng BTCT

(A_1) Dự án Shell Gò Dầu - Nhà trộn trung tâm

Đã tiến hành thử PDA, vỗ lại, cho 3 cọc BTCT gồm 2 cọc 35 × 35cm và 1 cọc 30 × 30 cm có cùng chiều dài 36m. Búa đóng cọc là loại dieden 4,5 T.

Kết quả thử cho trong các bảng và biểu đồ sau :

Các chi tiết cọc

Số hiệu cọc	P115	P031	P154
Ngày đóng	05/4	05/4	06/4
Ngày vỗ lại	13/4	13/4	13/4
Loại cọc	BTCT	BTCT	BTCT
Kích thước	35 × 35 cm	30 × 30 cm	35 × 35 cm
Chiều dài	36 m	36 m	36 m

Result of pile N° P115 - Blending center restrike

Date of driving		Apr/05/2000
Date of restrike		Apr/13/2000
Driving condition		Restrike
Type of pile		Reinforced concrete
Length of pile	m	36,0
Length below gauges	m	35,2
Type of hammer		Open End Diesel
Ram weight	T	4,5
Case Goble Capacity	T	198
Maximum transferred energy	T-m	4,5
Maximum measured forced	T	279
Maximum compression stress	kG/cm^2	227
Maximum tension stress	kG/cm^2	40
Pile integrity	%	100
Ram stroke	cm	251

CAPWAP capacity

SKIN Tons	TOE Tons	TOTAL Tons
138.9	59.3	198.2

Result of pile N° P154 - TK5101 restrike

Date of driving		Apr/06/2000
Date of restrike		Apr/13/2000
Driving condition		Restrike
Type of pile		Reinforced concrete
Length of pile	m	36,0
Length below gauges	m	35,2
Type of hammer		Open End Diesel
Ram weight	T	4,5
Case Goble Capacity	T	196
Maximum transferred energy	T-m	4,29
Maximum measured forced	T	274
Maximum compression stress	kG/cm^2	223
Maximum tension stress	kG/cm^2	0
Pile integrity	%	100
Ram stroke	cm	229

CAPWAP capacity

SKIN Tons	TOE Tons	TOTAL Tons
103.8	91.9	195.7

Result of pile N° P031 - Blending center restike

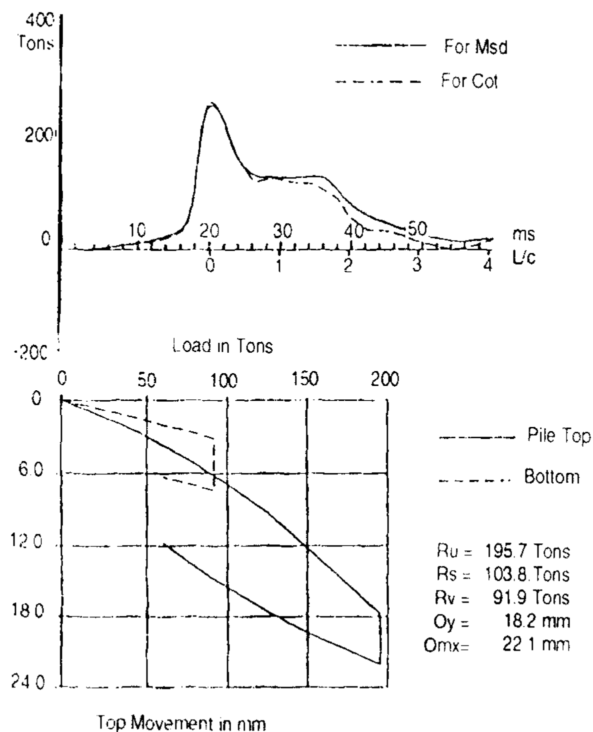
Date of driving		Apr/05/2000
Date of restrike		Apr/13/2000
Driving condition		Restrike
Type of pile		Reinforced concrete 30*30cm
Length of pile	m	36,0
Length below gauges	m	35,4
Type of hammer		Open End Diesel
Ram weight	T	3,5
Case Goble Capacity	T	147
Maximum transferred energy	T-m	3,11
Maximum measured forced	T	231
Maximum compression stress	kG/cm^2	256
Maximum tension stress	kG/cm^2	0
Pile integrity	%	100
Ram stroke	cm	221

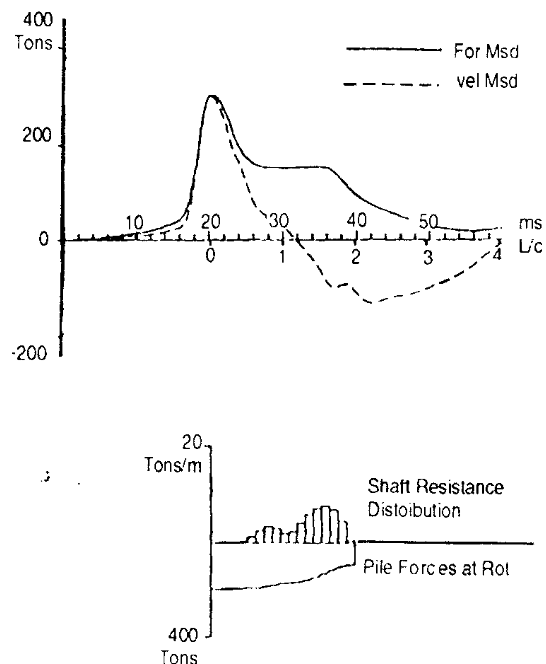
CAPWAP capacity

SKIN Tons	TOE Tons	TOTAL Tons
82,8	65,0	147,0

TK5101 SHELL GODAU LOBP Pro. P154 BN 45
INCOCEIN

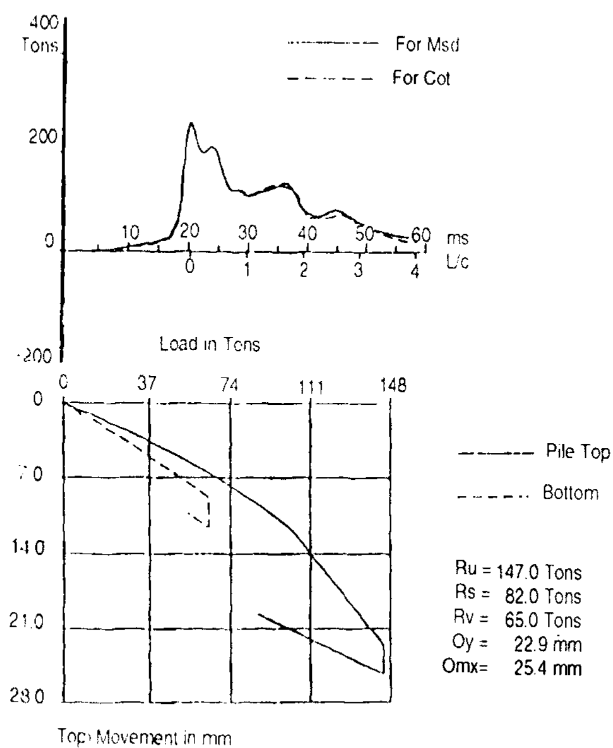
17-Apo-00
CAPWAP(R)Version1994-1

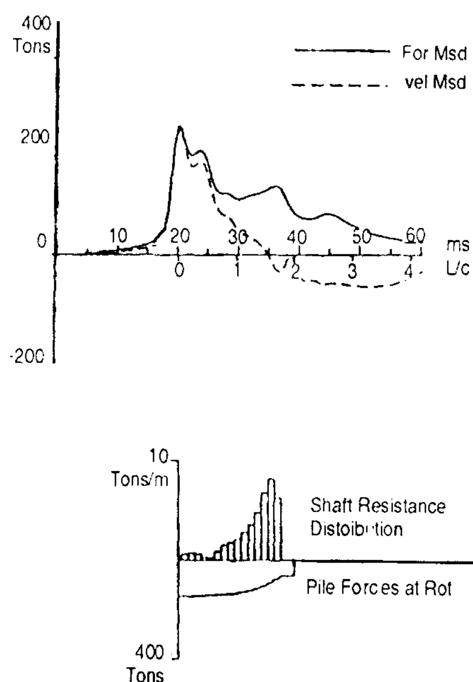




16-Apo-00
CAPWAP(R)Version1994-1

BLENDING CENTER - SHELL GODAU LOBP Pro.P031. BN : 45
INCOCEN





(A_2) Dự án cảng Bourbon - Bến Lức - Long An

Đã tiến hành thử PDA cả 2 giai đoạn đóng cọc và vỗ lại cho 3 cọc ống BTCT ứng suất trước đường kính ngoài 50cm, có cùng chiều dài 22 m. Búa đóng cọc loại dieden 3,5T.

Kết quả thử như sau :

Bảng : Các chi tiết cọc

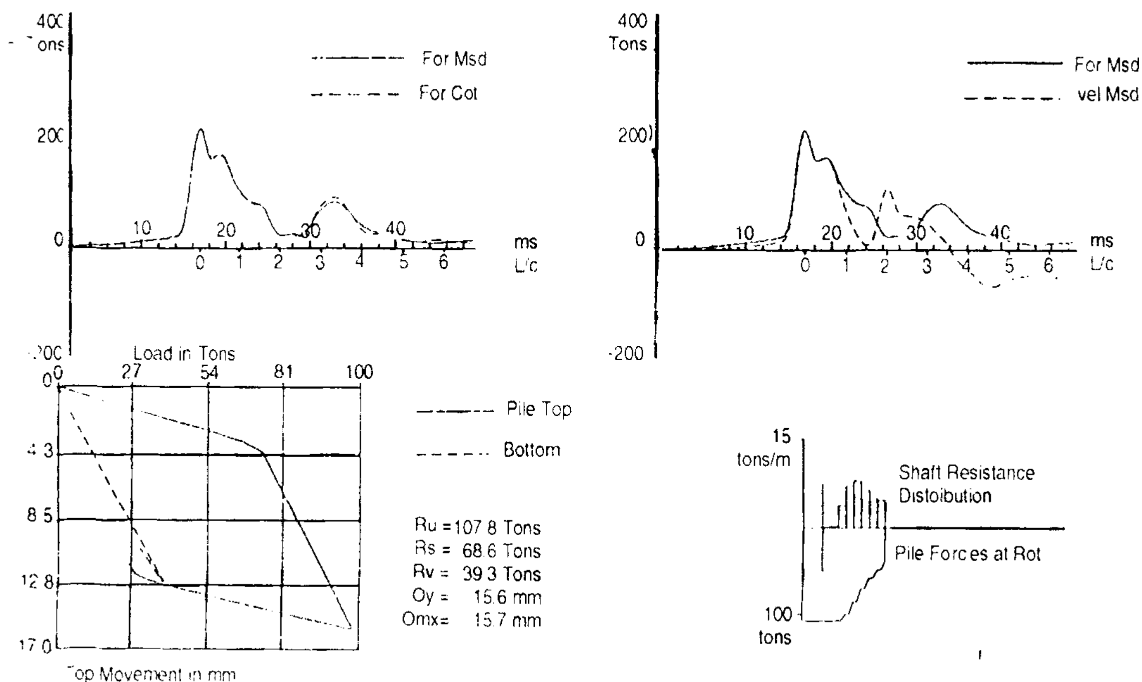
Thứ tự	Loại cọc	Số hiệu cọc	Ngày đóng	Ngày vỗ lại	Chiều dài cọc
1	Cọc ống BTCT ứng suất trước D = 50 cm	Y2X3	23/11/1999	04/12/1999	22 m
2	Cọc ống BTCT ứng suất trước D = 50 cm	Y2X2	24÷26/11/99	04/12/1999	22 m
3	Cọc ống BTCT ứng suất trước D = 50 cm	Y2X24	27/11/1999	04/12/1999	22 m

Kết quả hiện trường cọc Y2X3

Lần thử	Đơn vị	Đóng đi	Vỗ lại
Ngày thử		23/11/1999	4/12/1999
Sức chịu tải theo phương pháp Case-Goble	T	67	108
Lực tác dụng lớn nhất lên đầu cọc	T	199	272
Năng lượng lớn nhất truyền lên đầu cọc	T - m	1,87	2,23
Chiều cao rơi búa	cm	151	185
Ứng suất nén lớn nhất đầu cọc	kG/cm^2	159	204
Ứng suất kéo lớn nhất đầu cọc	kG/cm^2	17	4
Độ nguyên dạng của cọc	%	100	100

Sức chịu tải CAPWAP

Thân (Tấn)	Mũi (Tấn)	Tổng cộng (Tấn)
68,6	39,3	107,9



Kết quả hiện trường cọc Y2X2

Lần thử	Đơn vị	Đóng đi	Vỗ lại
Ngày thử		24÷26/11/1999	4/12/1999
Sức chịu tải theo phương pháp Case - Goble	T	69	101
Lực tác dụng lớn nhất lên đầu cọc	T	285	246
Năng lượng lớn nhất truyền lên đầu cọc	T - m	2,32	2,08
Chiều cao rơi búa	cm	195	189
Ứng suất nén lớn nhất đầu cọc	kG/cm²	227	208
Ứng suất kéo lớn nhất đầu cọc	kG/cm²	24	15
Độ nguyên dạng của cọc	%	100	100

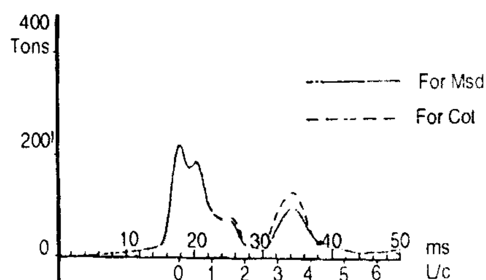
Sức chịu tải CAPWAP

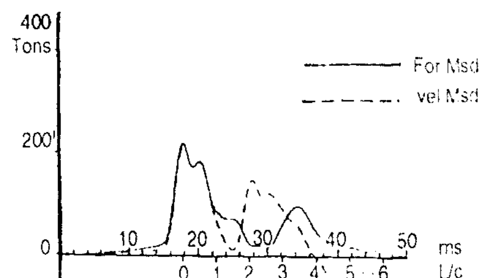
Thân (Tấn)	Mũi (Tấn)	Tổng cộng (Tấn)
69.9	31.4	101.3

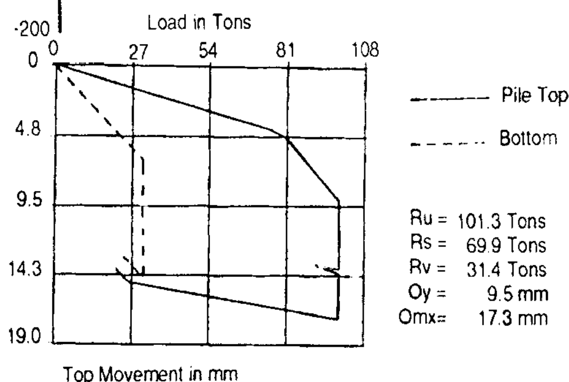
BOURBON BENLUC -LONGAN Y 2X12 BN
INCOCEN

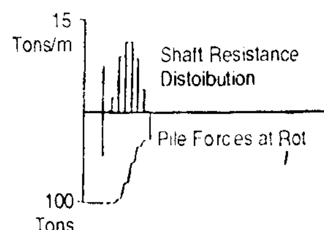
03-May-00

CAPWAP(R)Version 1994-1









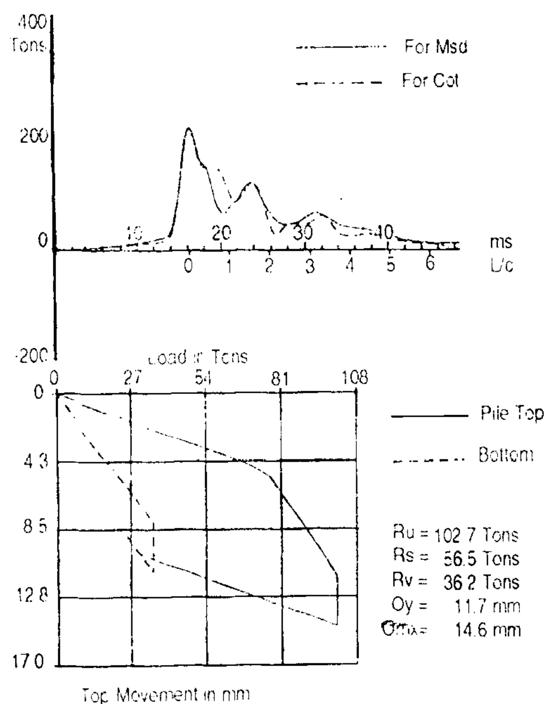
Kết quả hiện trường cọc Y2X24

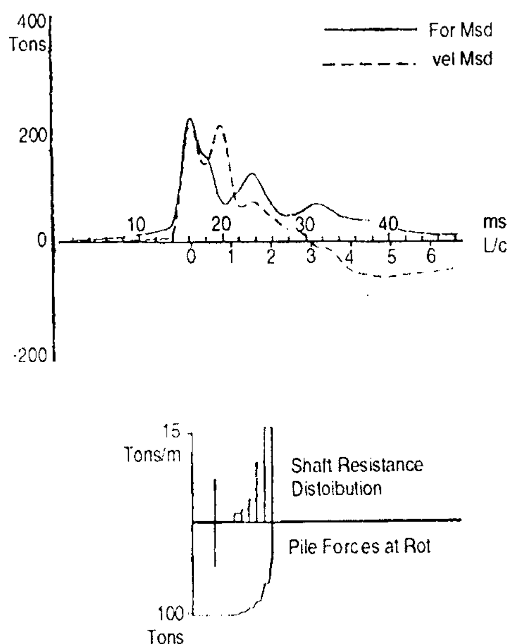
Lần thử	Đơn vị	Đóng đi	Vỗ lại
Ngày thử		27/11/1999	4/12/1999
Sức chịu tải theo phương pháp Case - Goble	T	66	103
Lực tác dụng lớn nhất lên đầu cọc	T	270	274
Năng lượng lớn nhất truyền lên đầu cọc	T - m	2,03	2,05
Chiều cao rơi búa	cm	168	179
Ứng suất nén lớn nhất đầu cọc	kG/cm^2	215	236
Ứng suất kéo lớn nhất đầu cọc	kG/cm^2	0	0
Độ nguyên dạng của cọc	%	90	90

Sức chịu tải CAPWAP

Thân (Tấn)	Mũi (Tấn)	Tổng cộng (Tấn)
66,5	36,2	102,7

BOURBON BENLUC -LONGAN Y 2X3 BN 03-May-00
INCOTEC CAPWAP(R) Version 1994-1





Nhận xét về các kết quả thử cả hai giai đoạn đóng và vỗ lại cho thấy khả năng hồi phục của đất như sau:

Chỉ tiêu \ Cọc	Y2X3	Y2X2	Y2X24
Sức chịu tải khi đóng (P_1)	67	69	66
Sức chịu tải vỗ lại (P_2)	108	101	103
Thời gian vỗ lại (ngày)	12	9	8
Hệ số hồi phục của đất : $K = \frac{P_2}{P_1}$	1,61	1,46	1,56

(B) Cọc ống thép

(B_1)Công trình Cảng Khí ga hoá lỏng Thị Vải : Đây là cụm bến cho các tầu khí ga hoá lỏng LPG, gồm một bến cho tầu 2000DWT và một bến cho tầu 20.000DWT. Công trình do Viện Khoa học Công nghệ Giao thông vận tải thiết kế có sự tham gia ở bước thiết kế cơ sở (basic design) của tư vấn nước ngoài(Mỹ, Ấn Độ). Đây là công trình khí ga và được mua bảo hiểm của Hãng Lloyd nên phải dùng tiêu chuẩn của Viện Dầu khí Mỹ để thiết kế công trình. Do có nhiều ý kiến khác nhau khi thiết kế cọc trong điều

kiện địa chất phức tạp, lớp đất yếu rất dày,ảnh hưởng xói do dòng chảy và thuỷ triều khá lớn nên việc thử cọc động có ý nghĩa rất quan trọng đến việc lựa chọn kích thước và kết cấu mũi cọc. Công trình này có thể được xem là một trường hợp tương đối tiêu biểu về hiệu quả của phương pháp thử động biến dạng lớn trong việc giải quyết các yêu cầu đặt ra khi thiết kế móng cọc trong điều kiện địa chất phức tạp.

Trong quá trình thử cọc đã giải quyết được các vấn đề sau:

- Khẳng định việc lựa chọn đường kính cọc là chấp nhận được.

- Xác định chiều sâu hạ cọc thích hợp theo đất nền và theo kết cấu mũi..

- Chọn kết cấu mũi cọc hợp lý:hở,bịt một phần hay bịt hoàn toàn trên cơ sở khả năng đóng cọc và sức chịu tải của từng loại mũi.

- Khả năng hồi phục của đất nền chung quanh cọc sau khi nghỉ hay xác định sức chịu tải dài hạn của cọc.

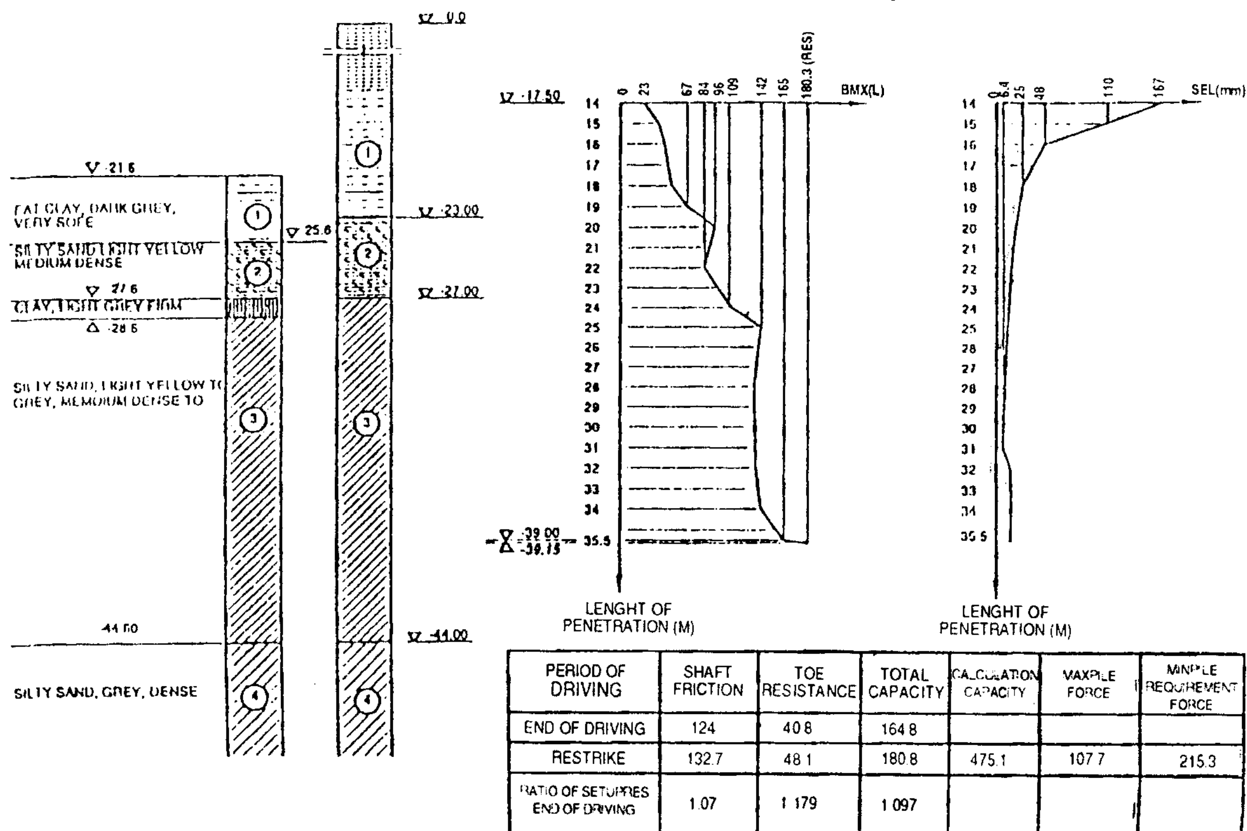
- Sức chịu tải của cọc diễn biến theo độ sâu có tách giữa sức chống ở mũi và ma sát thành bên đơn vị dọc theo độ sâu.

Nhờ có các kết quả trên và kịp thời (ngay sau khi thử) nên đã đảm bảo tiến độ thi công công trình và có thiết kế nền cọc hợp lý.

Dưới đây là các kết quả thử thực tế của Viện Khoa học Công nghệ Giao thông vận tải:

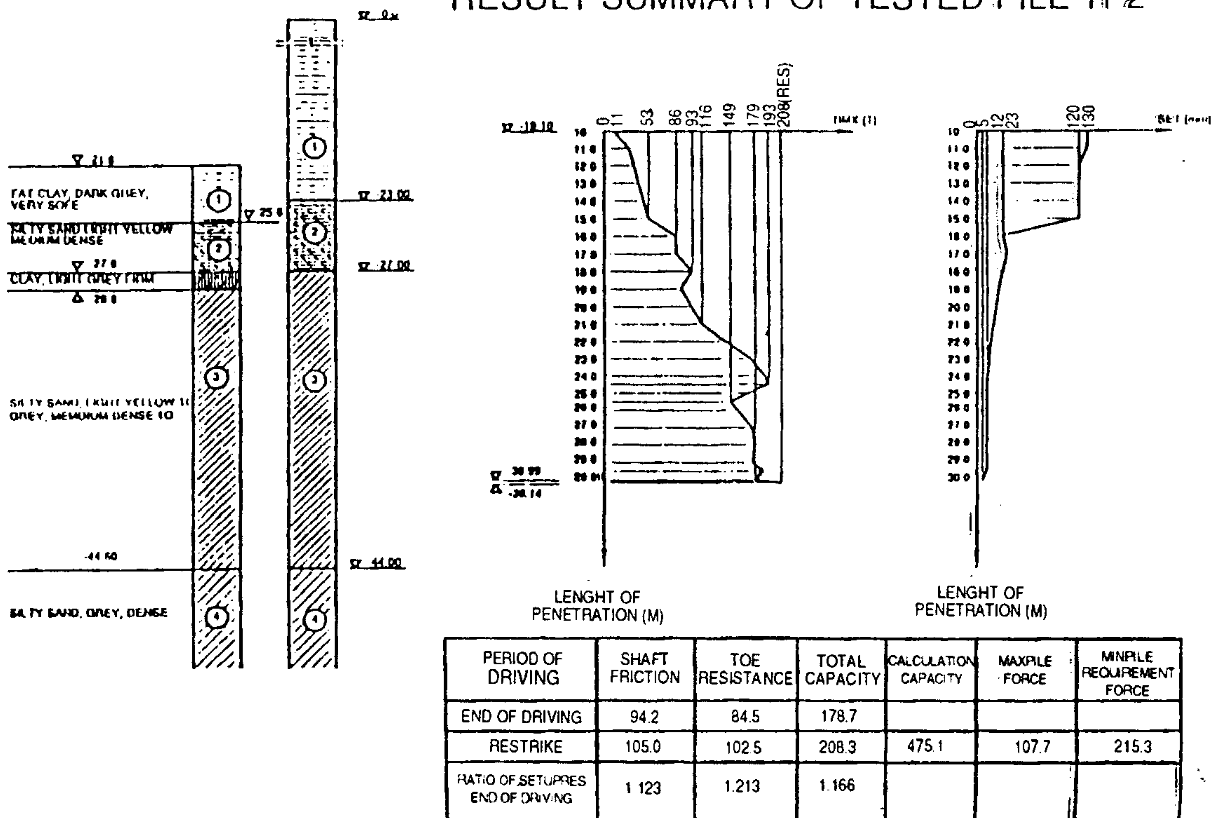
Result summary of pile dynamic testing Jetty N° 1-LPG Port - Thị Vải

	Test pile TP1		Test pile TP2		Test pile TP3		Test pile TP4		Test pile TP5		Test pile TP6	
	End of driving	Restrike	End of driving	Restrike	End of driving	Restrike	End of driving	Restrike	End of driving	Restrike	End of driving	Restrik
Date of driving	28-29/Nov		10-15/Nov		04-06/Dec		18-16/Nov		20/Nov		22/Dec	
Date of restrike		06/Dec		25/Nov		21/Dec		20/Nov		29/Nov		21/Dec
Lenght of pile	42.25		42.25		50.25		43.05		45.55		41.75	
Lenght of penetration		35.8		30.4	34.35			26.89		32.68		
RMX	164.8	181	178.7	208	203	209	192.4	195	170	192	275	298.1
Shaft	124	132.7	94.2	105.8	78.4	61.8	89.1	99.4	130.1	120.7	144	142.1
Toe	40.8	48.1	84.5	102.2	124.6	147.4	103.3	95.8	40.3	71.1	130.9	156
Min pile requirement foce		215.3		215.3		270.5		270.5		346.56		346.56
Percent of requirement (%)		84.07		96.61		77.26		72.09		55.40		86.02
Note					Lengthen 7.2						With strengthened pile toe and discharge hole	



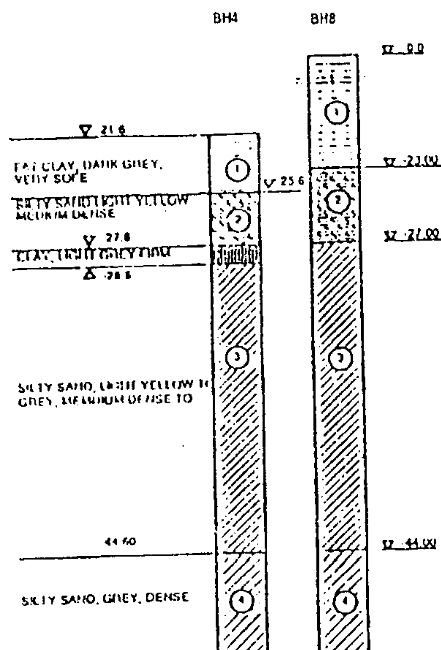
PERIOD OF DRIVING	SHAFT FRICTION	TOE RESISTANCE	TOTAL CAPACITY	CALCULATION CAPACITY	MAXPILE FORCE	MINPILE REQUIREMENT FORCE
END OF DRIVING	124	40.8	164.8			
RESTRIKE	132.7	48.1	180.8	475.1	107.7	215.3
RATIO OF SETUP/RES END OF DRIVING	1.07	1.179	1.097			

***Hình 3.52 a** : Kết quả cọc TP1*

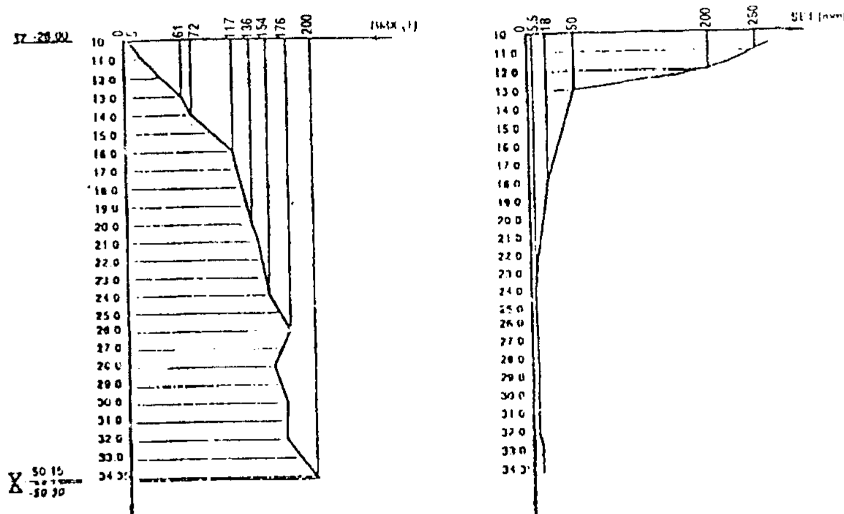


PERIOD OF DRIVING	SHAFT FRICTION	TOE RESISTANCE	TOTAL CAPACITY	CALCULATION CAPACITY	MAXPILE FORCE	MINPILE REQUIREMENT FORCE
END OF DRIVING	94.2	84.5	178.7			
RESTRIKE	105.0	102.5	208.3	475.1	107.7	215.3
RATIO OF SETUPRES END OF DRIVING	1.123	1.213	1.166			

***Hình 3.52 b** : Kết quả cọc TP2*



RESULT SUMMARY OF TESTED PILE TP3

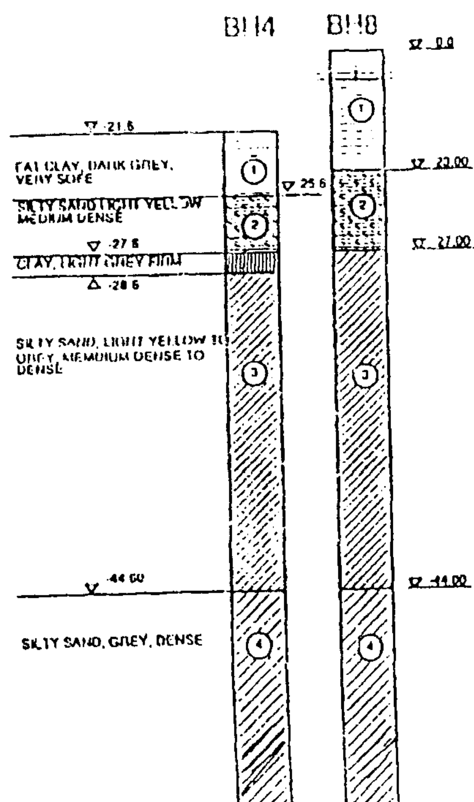


LENGHT OF PENETRATION (M)

LENGHT OF PENETRATION (M)

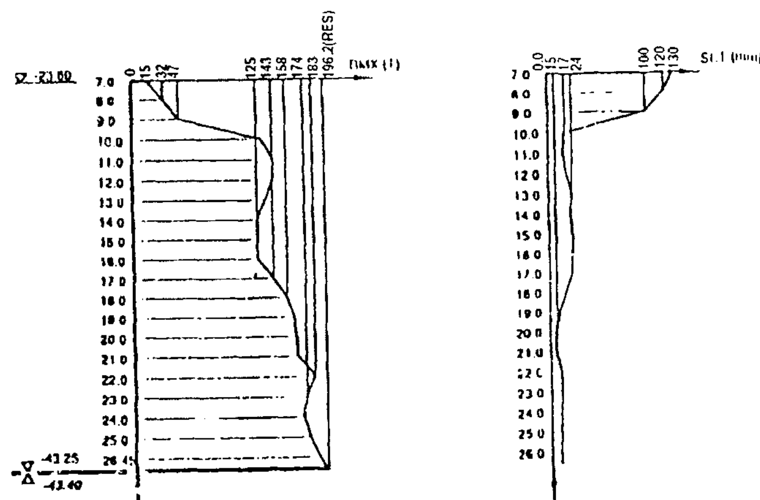
PERIOD OF DRIVING	SHAFT FRICTION	TOE RESISTANCE	TOTAL CAPACITY	CALCULATION CAPACITY	MAXPILE FORCE	MINPILE REQUIREMENT FORCE
END OF DRIVING	78.4	124.6	203			
RESTRIKE	61.8	147.4	209	590.67	135.2	270.5
RATIO OF SETUPRES END OF DRIVING	0.79	1.18	1.03			

Hình 3.52c : Kết quả cọc TP3



BH4 BH8

RESULT SUMMARY OF TESTED PILE TP4

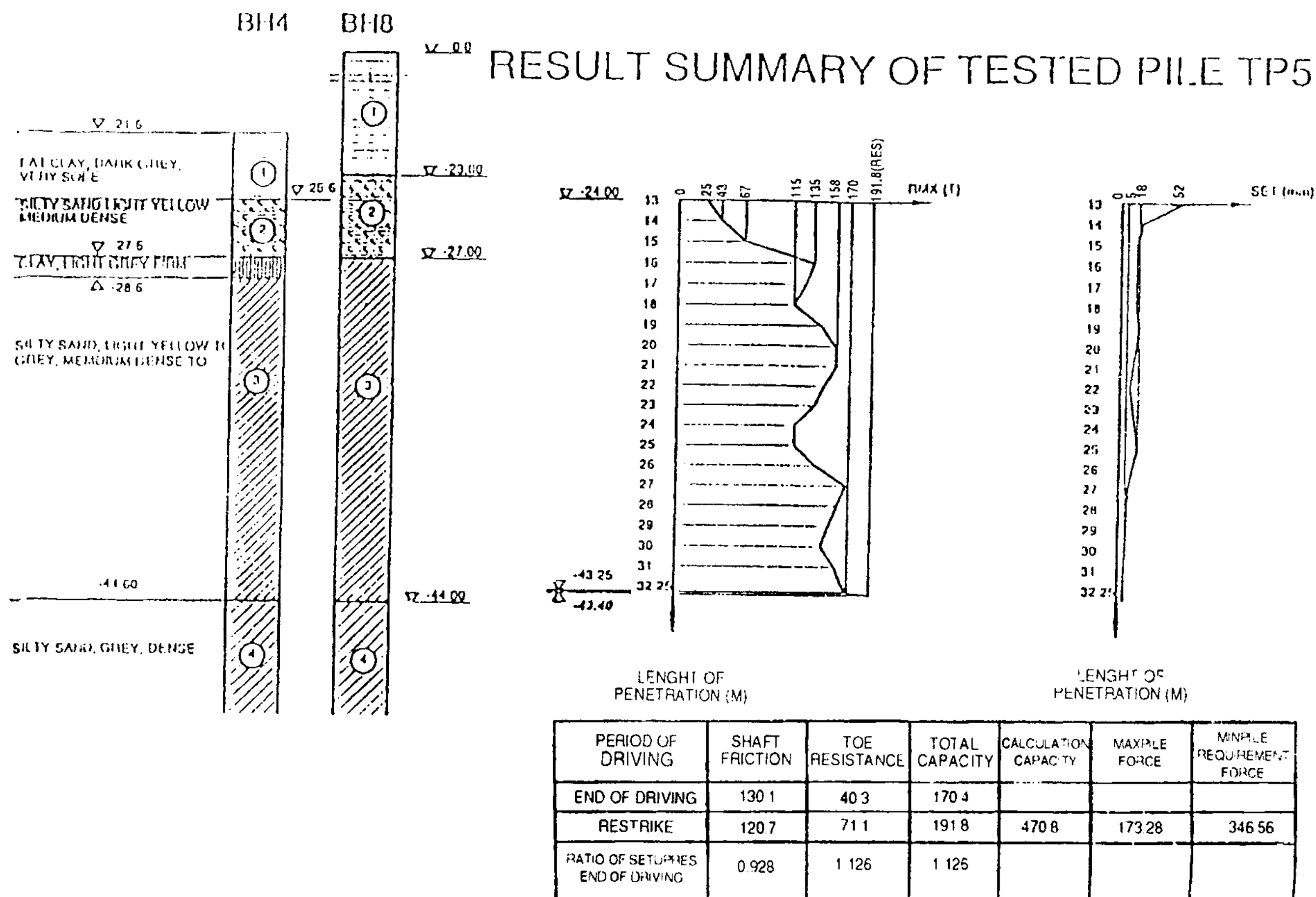


LENGHT OF PENETRATION (M)

LENGHT OF PENETRATION (M)

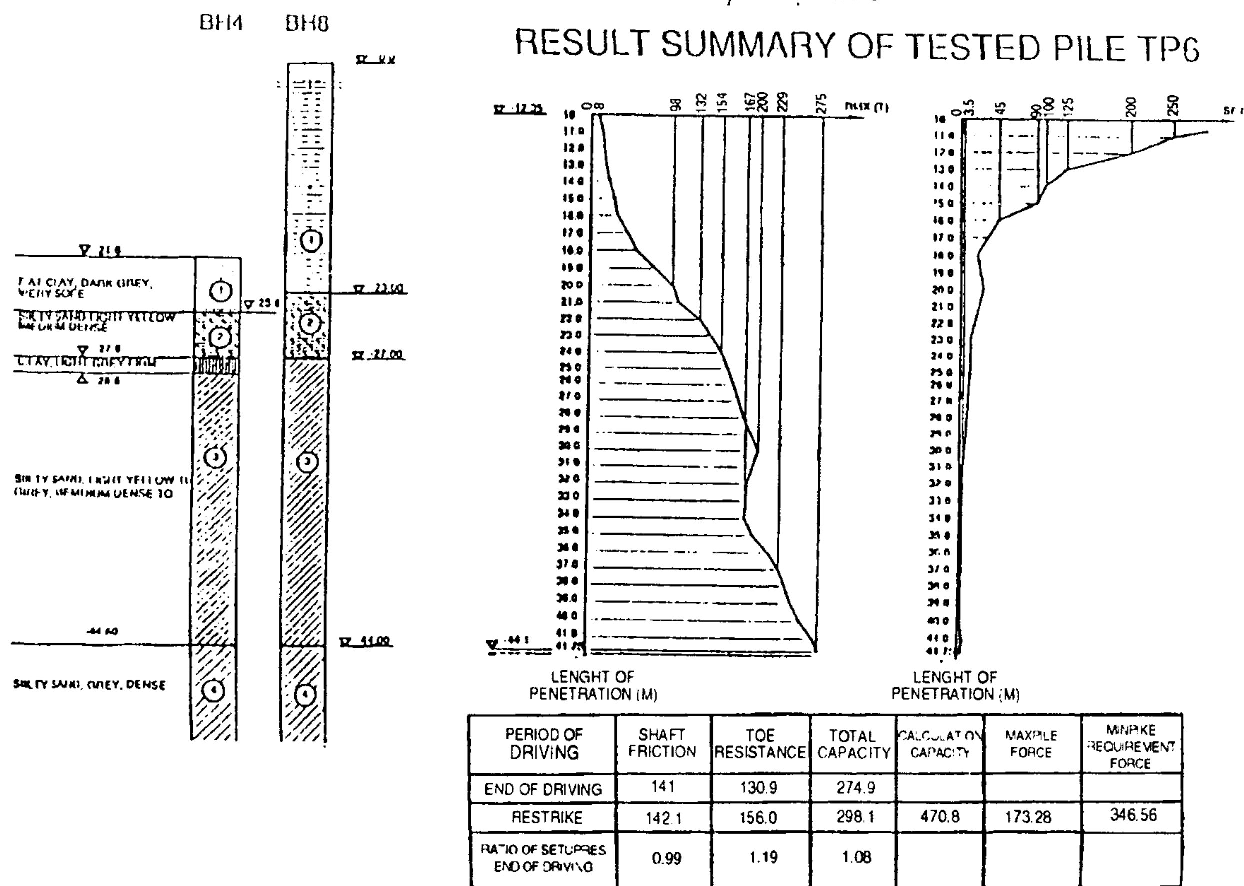
PERIOD OF DRIVING	SHAFT FRICTION	TOE RESISTANCE	TOTAL CAPACITY	CALCULATION CAPACITY	MAXPILE FORCE	MINPILE REQUIREMENT FORCE
END OF DRIVING	89.1	103.3	192.4			
RESTRIKE	99.4	95.8	195.2	590.67	135.2	270.5
RATIO OF SETUPRES END OF DRIVING	1.117	0.927	1.915			

Hình 3.52d : Kết quả cọc TP4



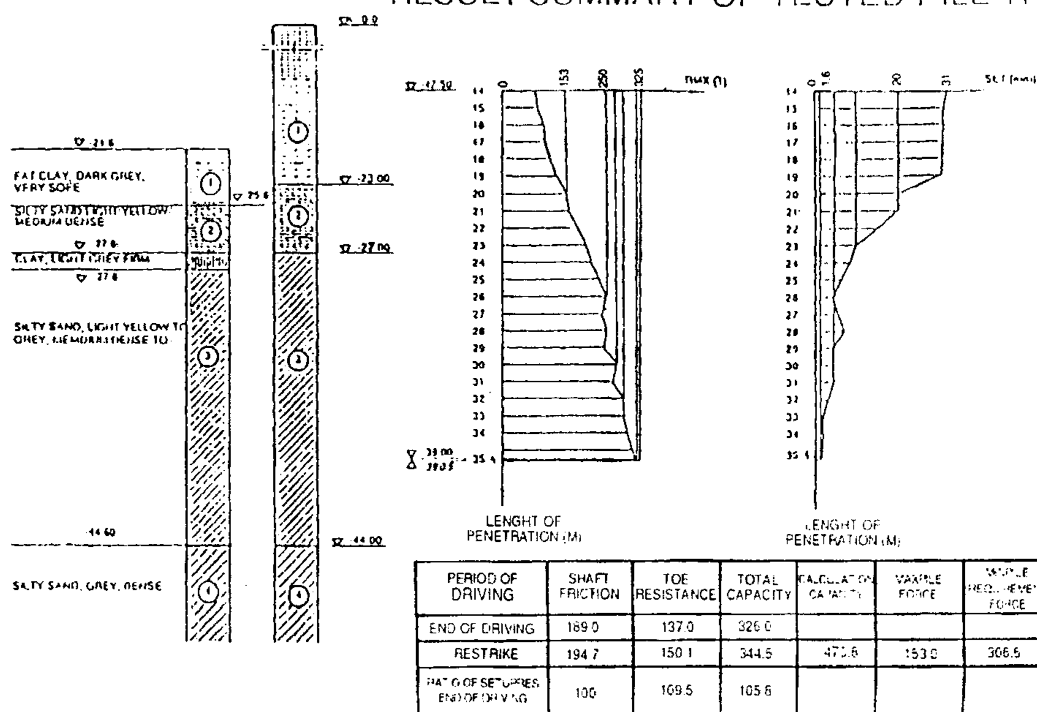
PERIOD OF DRIVING	SHAFT FRICTION	TOE RESISTANCE	TOTAL CAPACITY	CALCULATION CAPACITY	MAXPILE FORCE	MINPILE REQUIREMENT FORCE
END OF DRIVING	130.1	40.3	170.4			
RESTRIKE	120.7	71.1	191.8	470.8	173.28	346.56
RATIO OF SETUPRES END OF DRIVING	0.928	1.126	1.126			

Hình 3.52 e : Kết quả cọc TP5



PERIOD OF DRIVING	SHAFT FRICTION	TOE RESISTANCE	TOTAL CAPACITY	CALCULATION CAPACITY	MAXPILE FORCE	MINPIKE REQUIREMENT FORCE
END OF DRIVING	141	130.9	274.9			
RESTRIKE	142.1	156.0	298.1	470.8	173.28	346.56
RATIO OF SETUPRES END OF DRIVING	0.99	1.19	1.08			

Hình 3.52 f : Kết quả cọc TP6



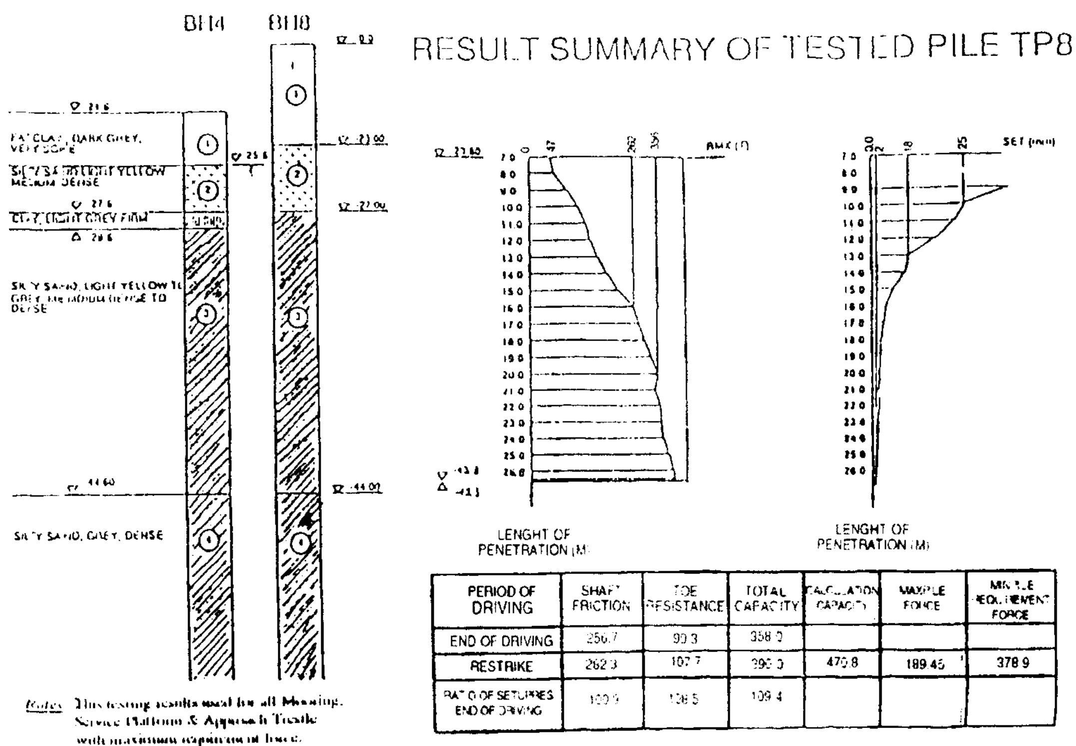
Hình 3.53a : Kết quả cọc TP7

Test pile quantity monitored during driving of pile No. TP7 as follow :

Length of penetration (m)	RMX (T)	EMX (T m)	FM (T)	CSX (kg/cm²)	TSX (kg/cm²)	STK (cm)	SET (mm)	Note
8.0	28	0,42	98	244	112	185	500	30/Mar
9,0	45	0,81	196	489	114	213	250	100
10,0	53	0,83	291	727	189	198	200	
11,0	67	1,04	195	487	202	201	150	
12,0	64	0,92	194	434	249	195	150	
13,0	68	1,15	241	602	274	214	65	
14,0	85	1,25	258	644	212	221	31	
15,0	92	1,35	241	602	274	218	30	
16,0	108	1,50	287	717	242	215	30	
17,0	109	1,52	274	684	197	209	30	
18,0	117	1,62	326	814	182	212	30	
19,0	138	1,42	259	647	99	208	30	
20.0	153	1,59	310	774	199	219	20	
21,0	162	1,49	275	687	309	221	20	01/Apr
22,0	189	1,67	303	757	309	238	15	
23,0	205	1,74	316	789	232	254	10	
24,0	219	1,90	3,13	782	207	248	8,5	
25,0	240	1,95	3,49	872	194	241	7,3	
26,0	251	2,52	334	834	264	258	4,5	
27,0	249	2,67	374	934	304	263	5,5	
28,0	255	3,22	406	1014	319	310	7	
29,0	282	2,84	363	919	304	296	5,5	
30,0	281	2,81	368	919	293	295	4,5	
31,0	276	2,55	317	792	287	245	4,5	
32,0	298	2,97	348	869	297	282	3	
33,0	302	2,37	343	857	337	304	2,5	
34,0	303	2,90	335	962	344	307	2,5	
35,0	320	3,22	343	857	337	230	2,0	
35,4	326	3,05	432	1078	339	268	1,6	

Notes:

1. RMX Case Goble capacity
2. EMX Maximum transferred energy
3. EMX Maximum measured force
4. CSX Maximum measured compression stress
5. TSX Maximum measured tension stress
6. STK Ram stroke
7. SET Settlement per blow
8. Length of penetration Depth of pile under riverbed level (Riverbed level : 3-5m)



***Hình 3.53b** : Kết quả cọc TP8*

Test pile quantity monitored during driving of pile No. TP8 as follow :

Length of penetration (m)	RMX (T)	EMX (T m)	FM (T)	CSX (kg/cm²)	TSX (kg/cm²)	STK (cm)	SET (mm)	Note
6,0	31	0,35	194	484	195	158	500	03/Apr
7,0	47	0,60	395	987	169	189	500	
8,0	61	0,57	337	842	124	182	300	
9,0	98	0,96	237	592	209	201	65	
10,0	131	1,50	282	703	215	232	45	
11,0	141	1,54	302	754	327	238	40	
12,0	152	1,77	323	807	299	259	30	
13,0	171	1,95	349	872	194	267	18	
14,0	198	1,95	340	849	199	265	16	
15,0	220	2,08	338	844	287	271	10	04/Apr
16,0	262	2,55	381	951	201	255	7,5	
17,0	271	2,78	408	1019	272	262	6	
18,0	289	2,82	393	982	274	276	5	
19,0	298	3,23	411	1027	294	301	5	
20,0	307	3,51	429	1072	332	338	4,5	
21,0	304	3,50	426	1064	352	336	4,5	
22,0	318	3,64	422	1054	249	367	4	
23,0	319	3,48	407	1017	324	308	4	05/Apr
24,0	331	3,95	424	1059	264	316	3,5	
25,0	342	3,80	403	1007	309	318	2,8	
26,0	348	3,48	390	974	329	307	2,1	
26,8	356	3,59	405	1012	279	311	2	

***Notes** :*

1. RMS Case Goble capaciry

2. EMX Maximum transferred energy.

3. EMX Maximum measured force

4. CSX Maximum measured compression stress

5. TSX Maximum measured tension stress

6. STK Ram stroke

7. SET Settlement per blow

8. Length of penetration Depth of pile under riverbed level (Riverbed level : 16,5m)

(B_2) Công trình cảng Bình Triệu - Nhà máy xi măng Hòn Chông - Hà Tiên

Cảng Bình Triệu thuộc nhà máy xi măng Hòn Chông - Hà Tiên được thiết kế cho tàu 20.000 T. Công trình bến đặt trên nền cọc ống thép đáy hở có đường kính 600 mm dùng cho cầu dẫn và 700 mm dùng cho phần bến. Đây là công trình đầu tư của Thuỵ Sĩ, mọi tiêu chuẩn kỹ thuật đều sử dụng của Anh và Mỹ. Theo yêu cầu của tài liệu kỹ thuật móng cọc ở đây được thử đồng thời theo cả hai phương pháp: nén tĩnh theo tiêu chuẩn ASTM D1143 và thử động theo ASTM D4945.

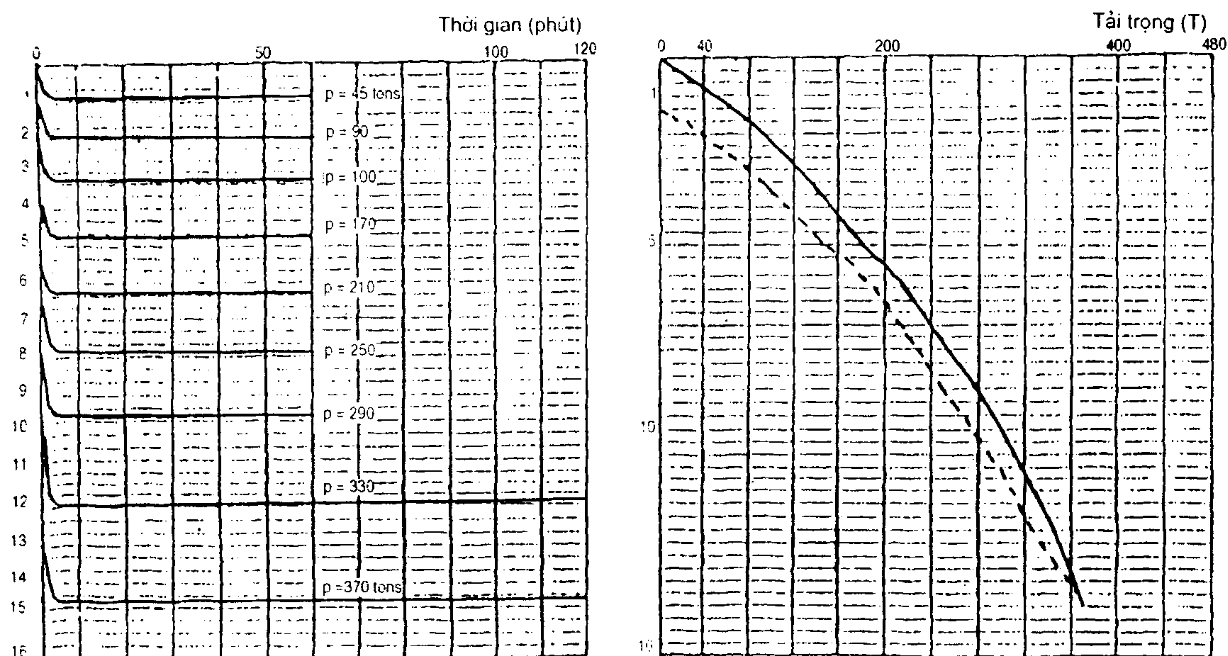
Công tác thử tĩnh do PGS. Lê Đức Thắng và Công ty GEO-NEWTECH thực hiện. Công tác thử động theo phương pháp biến dạng lớn do Viện Khoa học công nghệ GTVT thực hiện. Hai cọc số hiệu 16B và 31C được tiến hành thử đồng thời theo cả hai phương pháp để so sánh. Cũng cần phải nói thêm đây là công trình đầu tiên ở Việt Nam phương pháp PDA được thực hiện bằng tư vấn trong nước.

Điều kiện địa chất khu vực thí nghiệm được cho trong bảng dưới đây :

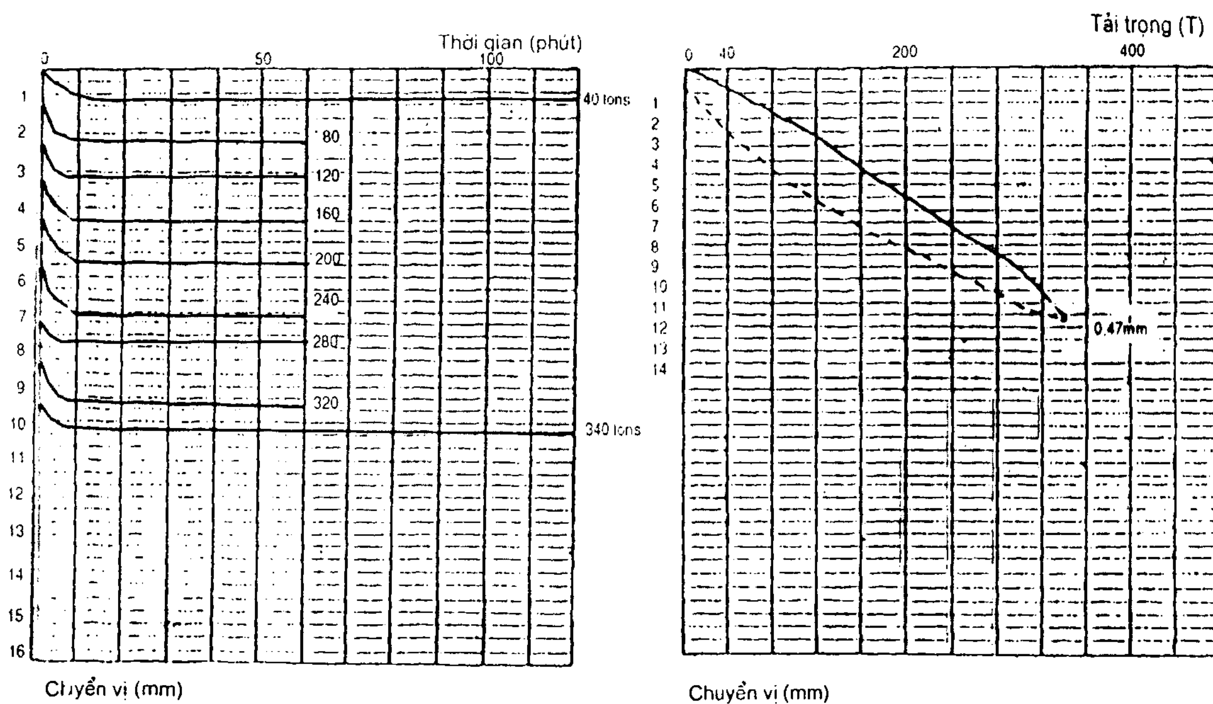
Bảng : Điều kiện địa chất cảng Bình Triệu

Lỗ khoan								Phụ lục 4 Tờ 18					
Dự án : Cảng và khu quay tàu cao trình mặt đất : - 100m								Ngày 22.05.1994					
								Xuyên tiêu chuẩn SPT					
Ký hiệu lớp đất	Tỷ lệ (m)	Cao trình đáy lớp (m)	Độ sâu đáy lớp (m)	Bề dày lớp (m)	Profpile lỗ khoan	Số lượng và độ sâu lấy mẫu	Mô tả loại đất	Số nhát đập				Trị số N (10 20 30 40 50)	Độ sâu SPT
1	1	-1.70	07	0.7			Bùn sét, màu xám, chảy lỏng						
2	2–4					M1 1.2-1.5	Sét (trên mặt lớp này có lẫn sỏi sạn, màu vàng xám nhạt, dẻo)	3	4	10	14		SPT1 3-3.45
	5–7			95		M2 4.5-5.0		3	5	11	16		SPT2 6-6.45
	8–10	11,20	10,2			M3 7.5-8.0		6	9	14	23		SPT3 9-9.45
8	11–13	14,00	13	28			Đá vôi, màu xanh xẫm						
	14–19												

Kết quả nén tĩnh cho trong các hình dưới :

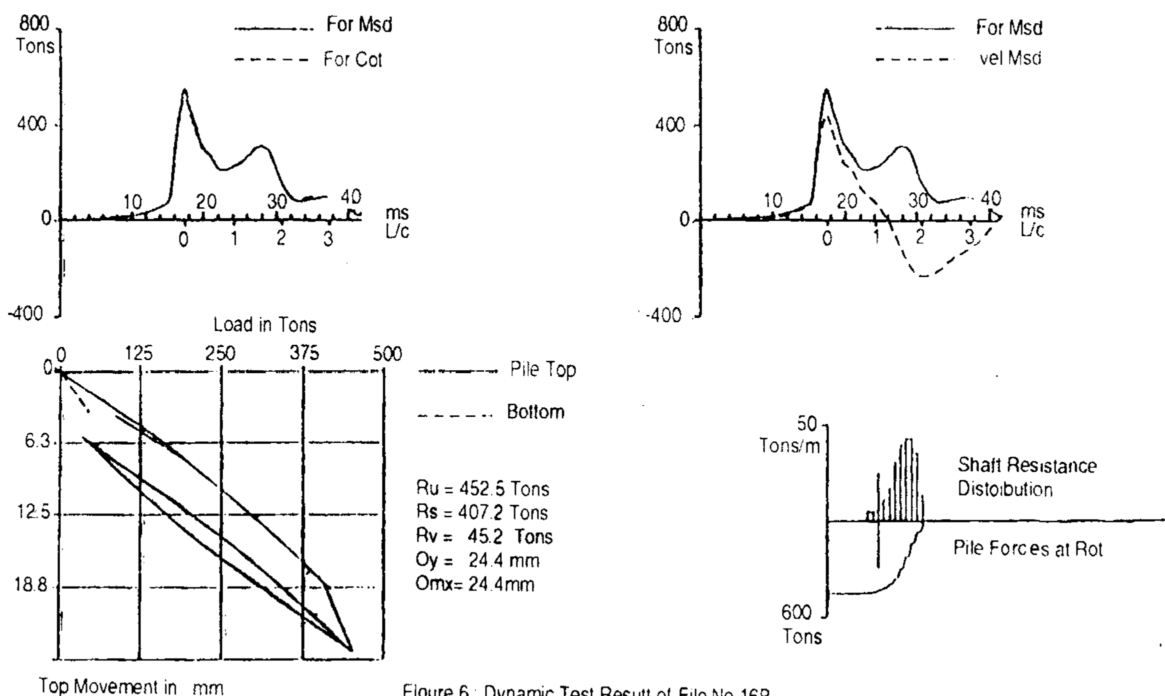


Hình 3.54 : Các đồ thị thời gian - chuyển vị - tải trọng của cọc 16B

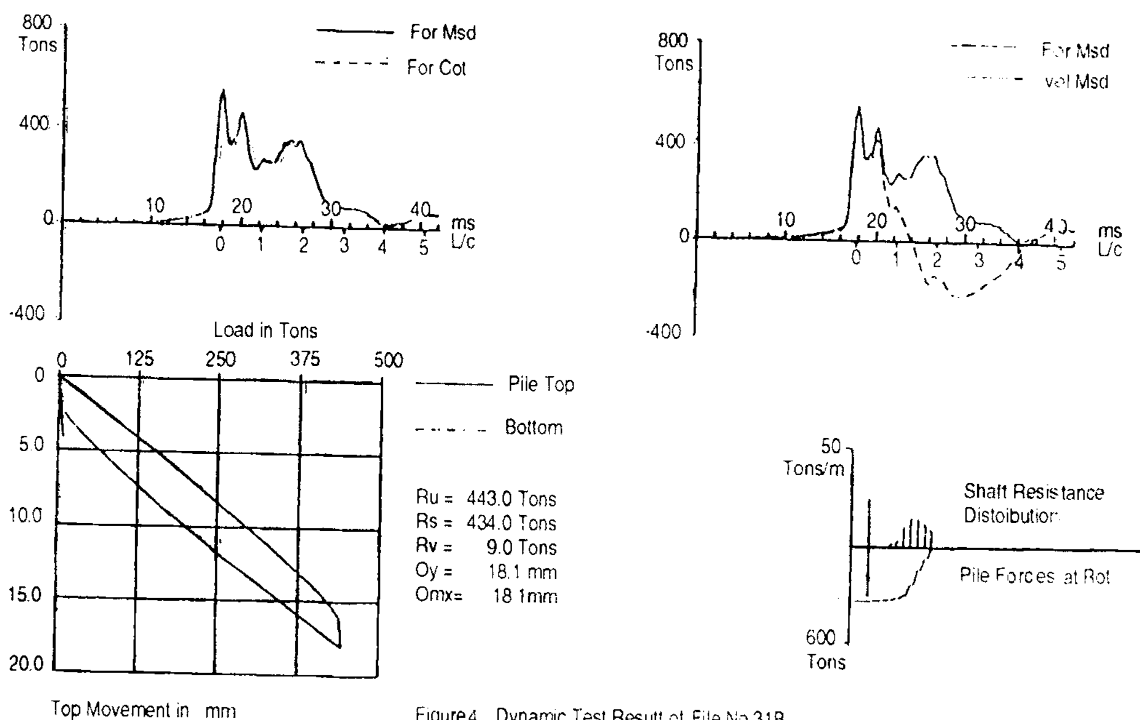


Hình 3.55 : Các đồ thị thời gian - chuyển vị - tải trọng của cọc 31C

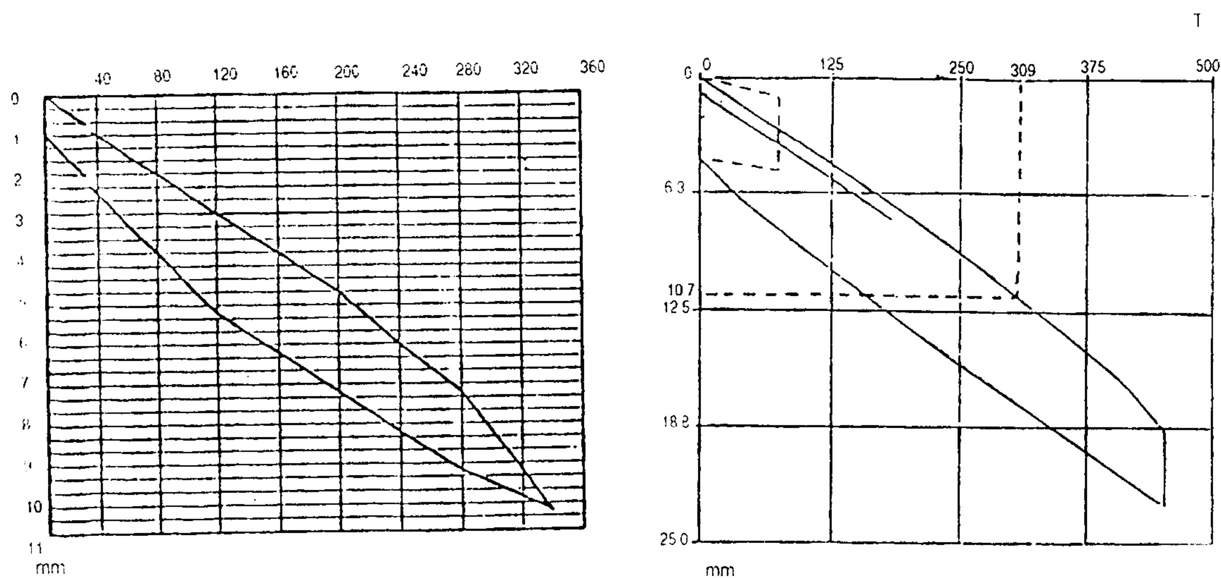
Kết quả thử động theo phương pháp PDA cho trong các hình sau :



Hình 3.56 : Kết quả thử động cọc 16B



Hình 3.57 : Kết quả thử động cọc 31C



a - Thử tĩnh *b - Thử bằng phương pháp PDA*

***Hình 3.58:** So sánh kết quả giữa hai phương pháp tĩnh và động*

Từ các kết quả trên chúng ta thấy số liệu giữa hai phương pháp thử khá trùng nhau. Do trong phương pháp thử tĩnh không nén đến phá hoại (thử trên các cọc dùng lại) nhưng các đường cong quan hệ ở giai đoạn trước phá hoại là phù hợp giữa hai phương pháp. Việc thử động được tiến hành trước nên số liệu là khách quan và công bố trước khi thử tĩnh. Đây là công trình đầu tiên do tư vấn Việt Nam thực hiện nên tư vấn nước ngoài (Thụy Sĩ) cũng muốn kiểm tra khả năng và trình độ sử dụng phương pháp biến dạng lớn của Việt Nam. Đồng thời để kiểm chứng họ còn mời cả tư vấn Hồng Kông cùng tiến hành đo động trên các cọc 16B và 31C để so sánh. Kết quả thí nghiệm của hai đơn vị đo động và một đơn vị đo tĩnh như nói ở trên tư vấn Thụy Sĩ đã đồng ý để Viện Khoa học công nghệ GTVT một mình thử động tiếp các cọc còn lại

(C) Cọc khoan nhồi BTCT

(C_1) Công trình cảng Tiên Sa - Đà Nẵng

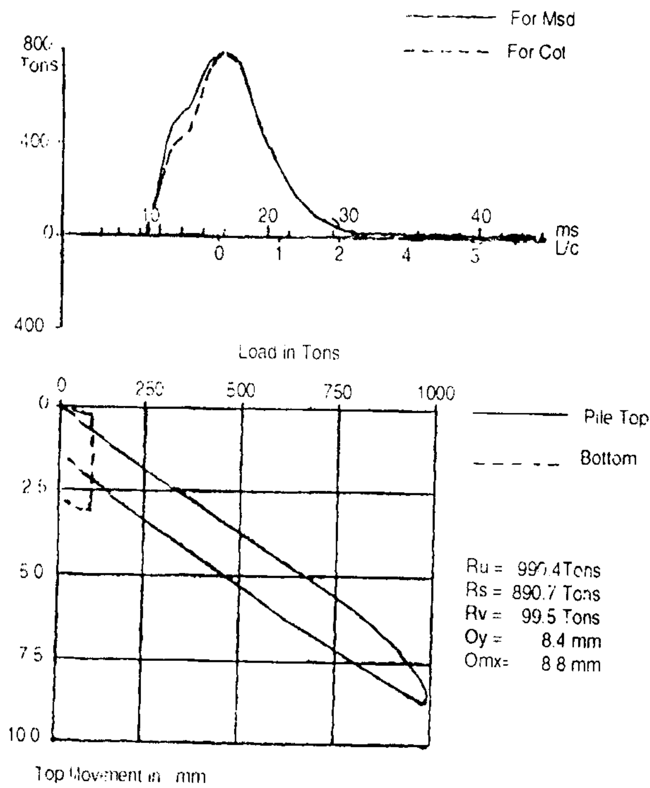
Bến số 2 cảng Tiên Sa được thiết kế cho tầu 20.000 DWT. Bến có dạng cầu tầu liền bờ đặt trên nền cọc khoan nhồi đường kính 55 cm và 100 cm. Do yêu cầu cao về mặt chất lượng, công trình lại nằm trong môi trường biển nên công tác thí nghiệm chất lượng cọc khoan nhồi đã được Công ty tư vấn xây dựng Công trình Hàng Hải rất coi trọng, công tác thí nghiệm cho công trình được quy định như sau :

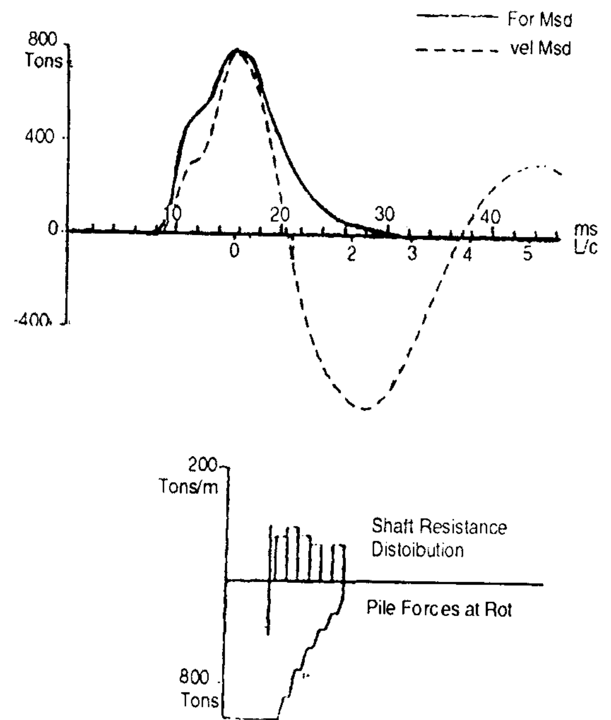
Phương pháp thí nghiệm	Cọc D100	Cọc D55
- Nén tĩnh	0	0
- PDA	5 (2%)	3 (2%)
- PIT	0	30 (20%)
- Siêu âm	46 (20%)	32 (20%)
- Khoan lấy lõi	12 (5%)	8 (5%)

Để tiến hành thử động biến dạng lớn Viện Khoa học công nghệ GTVT đã chế tạo quả nặng 7410 kg, có đường kính là 45 cm và chiều dài 300 cm. Quả nặng có cấu tạo vỏ bằng tôn dày 10 mm, bên trong nhồi sắt vụn và bê tông. Đệm đầu cọc sử dụng loại gỗ dán dày 10 x 2 cm = 20 cm. Búa (quả nặng) được thả rơi từ các độ cao 2 m đến 2,5 m cho cọc D100 và 1 m đến 1,5 m cho cọc D55. Dưới đây là các kết quả thử cho hai cọc E22 có đường kính 100 cm và I65 có đường kính 55 cm .

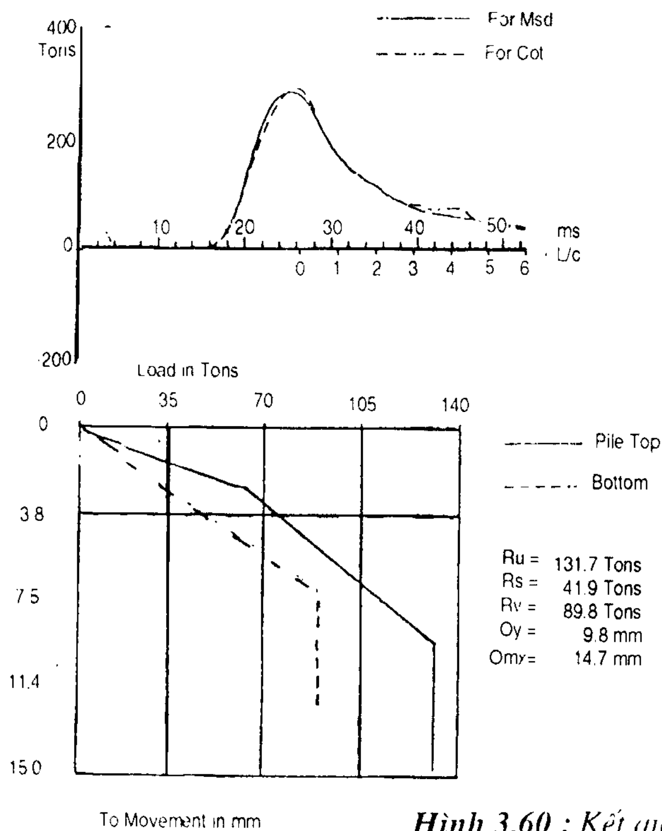
Kết quả hiện trường của 2 cọc này cho trong bảng sau :

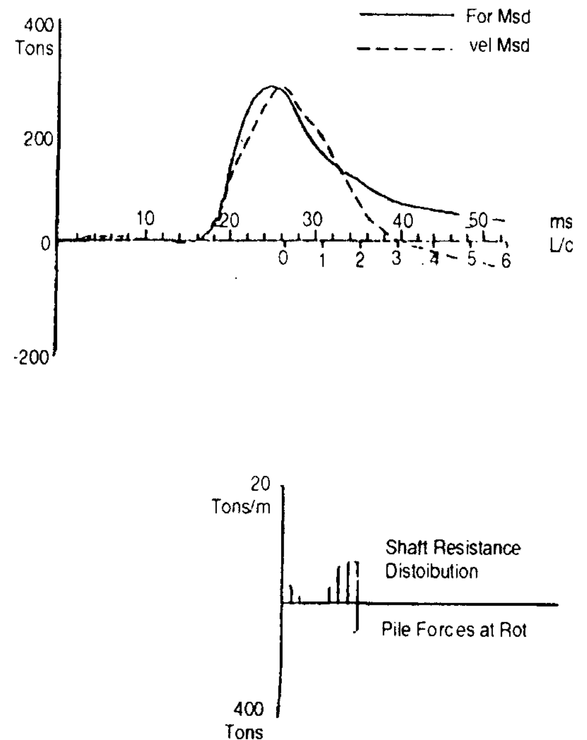
Thứ tự	Thông số	Đơn vị tính	Kết quả	
			Cọc E22	Cọc I65
1	Ngày thử		21/4/99	21/4/99
2	Chiều dài phía dưới đầu đo (m)	m	21,40	16,40
3	Loại búa		Rơi tự do	Rơi tự do
4	Trọng lượng búa (T)	T	7,41	7,41
5	Độ nguyên dạng của cọc	%	100	100
6	Ứng suất nén lớn nhất	T/cm^2	0,068	0,113
7	Ứng suất kéo lớn nhất	T/cm^2	0,036	0
8	Chiều cao rơi búa	cm	240	110
9	Lực tác dụng lớn nhất lên đầu cọc	T	540	270
10	Năng lượng truyền trung bình	T-m	2,5	2,8
11	Sức chịu tải CASEGOBLE lớn nhất			
	JC = 0,1	T	737	262
	JC = 0,2	T	903	238
12	Sức chịu tải CAPWAP			
	Thân	T	890,7	41,9
	Mũi	T	99,6	89,8
	Tổng cộng	T	990,4	131,7
13	Độ lún tổng cộng	mm	1	3
14	Tốc độ truyền sóng	m/s	3802	3773
15	Mô đun đàn hồi	T/cm^2	361	356





Hình 3.59 : Kết quả phân tích CAPWAP của cọc E22 cảng Tiên Sa

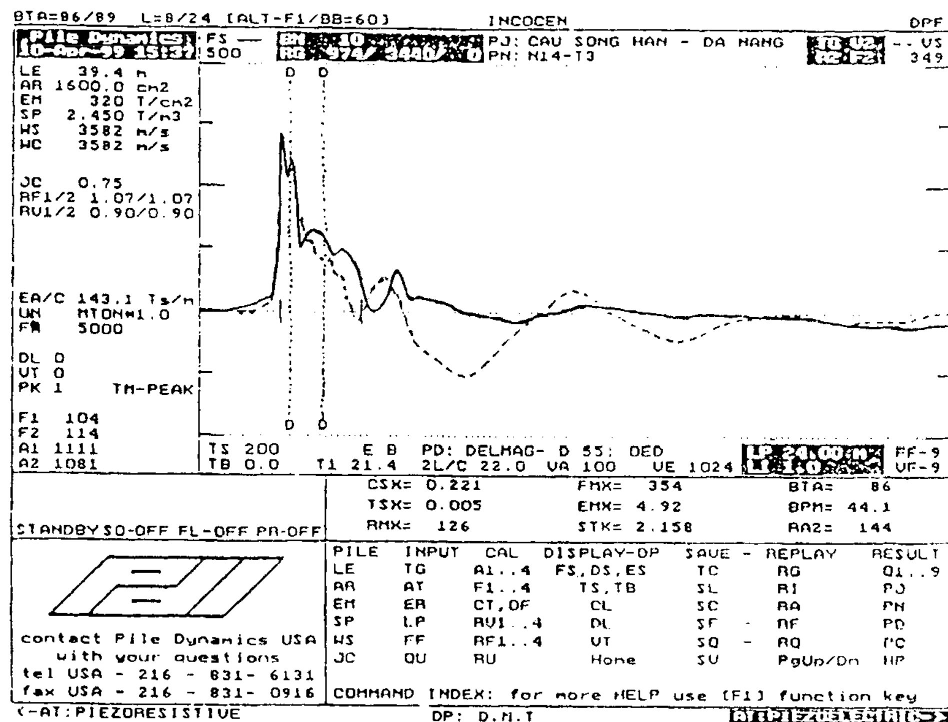




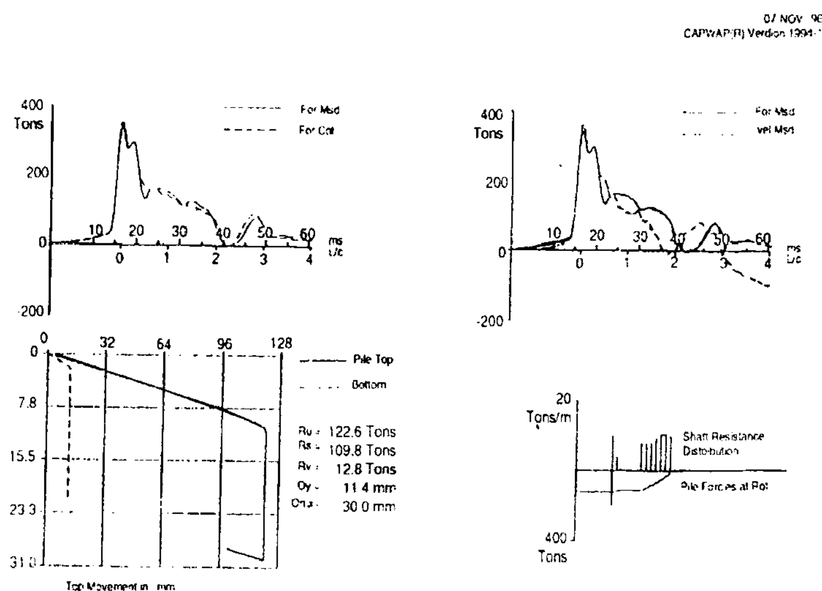
Hình 3.60 : *Kết quả phân tích CAPWAP của cọc I65 cảng Tiên Sa*

Nhận xét : Do địa chất tại khu vực cảng Tiên Sa có cấu tạo : từ 3m đến 5m lớp bùn yếu phủ lên mặt đáy biển rồi đến lớp đá gốc cho nên cọc làm việc chủ yếu là sức chống ở mũi. Trong phương pháp PDA và sử dụng phần mềm CAPWAP, tiêu chuẩn phá hoại được sử dụng là Davission nên các kết quả về sức chịu tải giới hạn cho trong các biểu đồ nén tĩnh ảo lớn hơn các giá trị lực thử lớn nhất tác dụng lên cọc.

(C2) Công trình cầu Sông Hàn Đà nẵng : Đã tiến hành thử động biến dạng lớn cho cọc số N14-Trụ T3,kết quả thử như sau:



Hình 3.61: Biểu đồ sóng thu được khi thử



Hình 3.62: Kết quả phân tích CAPWAP

Chương 4
PHƯƠNG PHÁP THỬ ĐỘNG BIẾN DẠNG NHỎ

1. NGUYÊN LÝ

Phương pháp thử động biến dạng nhỏ dựa trên nguyên lý phản xạ khi gặp trở kháng thay đổi của sóng ứng suất, gây ra bởi tác động của lực xung tại đầu cọc, khi truyền dọc theo thân cọc.

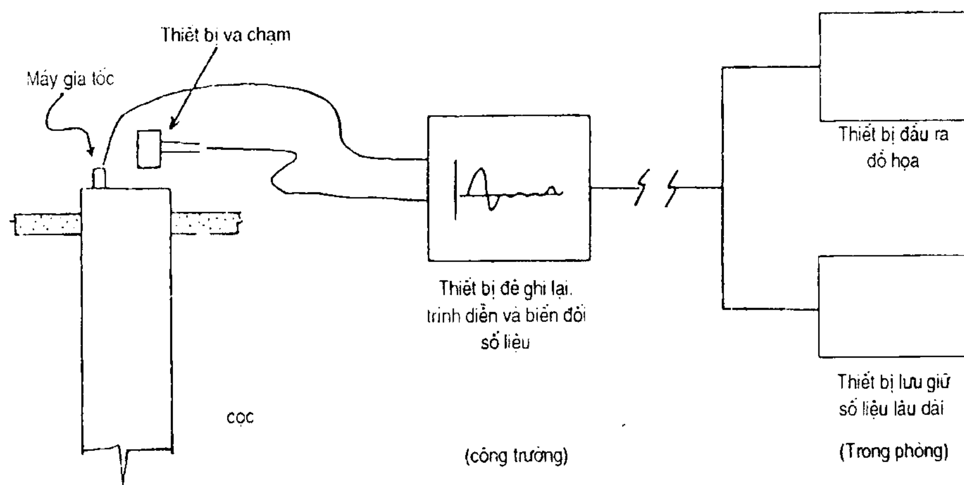
Nguyên lý làm việc của bộ thiết bị dùng trong phương pháp này được trình bày trong hình 4.1 với trình tự thực hiện chủ yếu như sau :

- Dùng búa tay có gắn đầu đo lực gõ lên đầu cọc

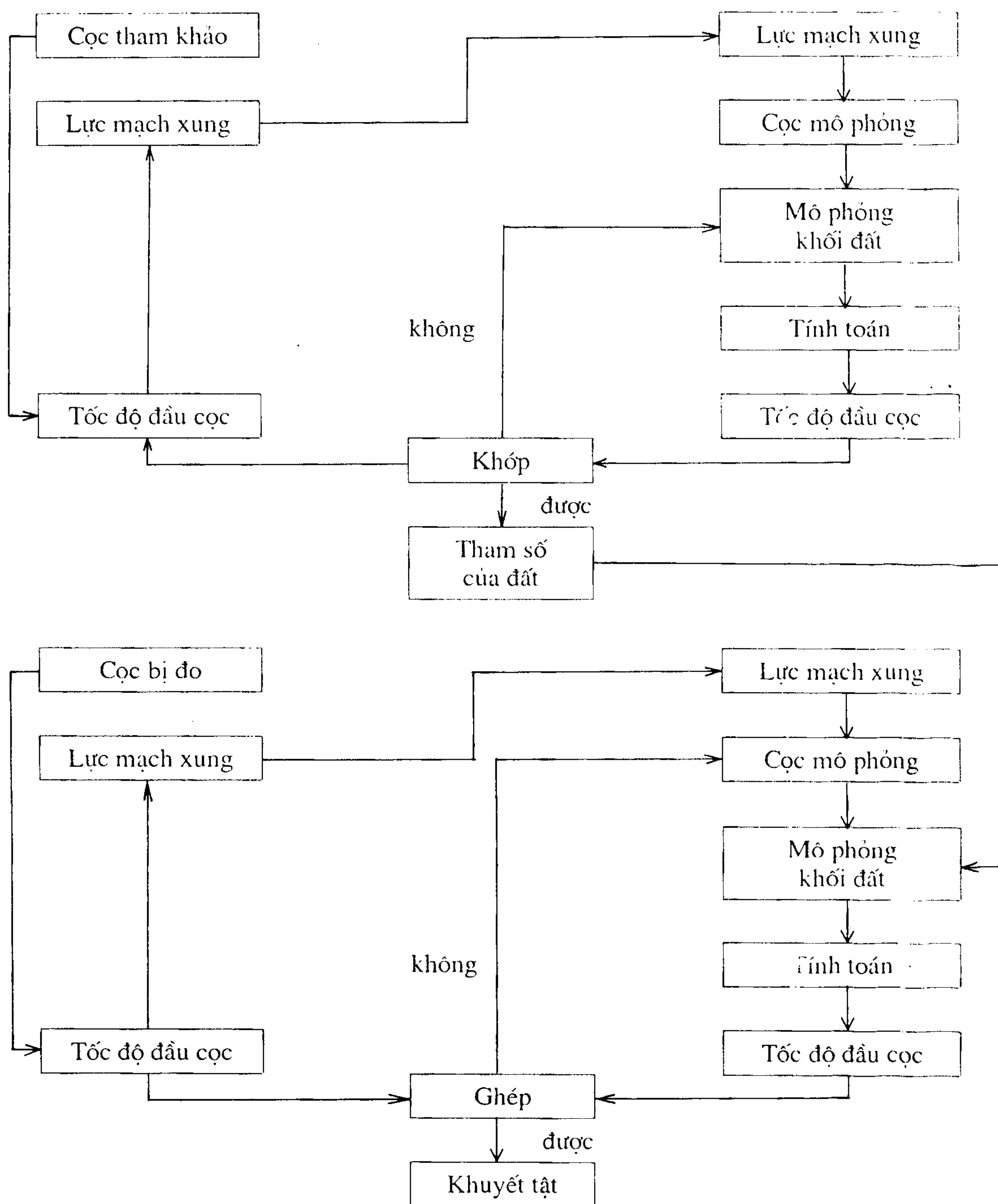
- Ghi lại hình sóng lực xung làm số liệu đầu vào

- Lực cản ma sát ở mặt bên của cọc được mô phỏng theo quy luật tắt dần tuyến tính, lực cản ở mũi cọc được mô phỏng theo lực lò xo và tắt dần.

- Dùng tham số giả định của đất để tính bằng phương pháp lặp và điều chỉnh trở kháng sao cho hình sóng tính toán tương đối khớp với hình sóng đo được từ thực tế, từ đó phán đoán được vị trí và độ lớn của khuyết tật. Trên hình 4.2 trình bày sơ đồ khối quá trình tính toán ghép hình sóng trong một thử động biến dạng nhỏ theo TNO - Hà Lan.



Hình 4.1: Sơ đồ nguyên tắc bố trí thiết bị thí nghiệm động biến dạng nhỏ



***Hình 4.2** : Sơ đồ khối quá trình ghép hình sóng theo TNO - Hà Lan*

Trong thử động biến dạng nhỏ còn phân biệt hai phương pháp thí nghiệm sau :

(a) Phương pháp phản hồi xung (Pulse echo method - PEM) :

Trong thí nghiệm này các số liệu đo đạc tốc độ và lực đầu cọc (việc đo lực không nhất thiết bắt buộc) được đánh giá như một hàm của thời gian.

(b) Phương pháp ứng xử nhanh (Transient response method - TRM)

Thí nghiệm trong đó tỷ số biến đổi tốc độ và biến đổi lực (phép đo lực là yêu cầu bắt buộc) được đánh giá như một hàm của tần số.

Nguyên tắc sử dụng các số liệu thu được trong phương pháp phản hồi xung để đánh giá độ nguyên vẹn của cọc cũng tương tự như trong phương pháp thử động biến dạng lớn (xem Chương 3:Phương pháp thử động biến dạng lớn).

Phương pháp ứng xử nhanh thu được chuyển dịch và lực ở đầu cọc như một hàm của thời gian. Dựa theo các số liệu đó xây dựng đồ thị quan hệ phổ tần số và tỷ số tốc độ và lực. Nó gọi là độ ổn định và là nghịch đảo của trở kháng, do đó là một chỉ số thể hiện phản ứng của tốc độ cọc V(ω) đối với lực đặt đầu cọc F(ω) :

$$M(\omega) = V(\omega) / F(\omega) \qquad (4\text{-}1)$$

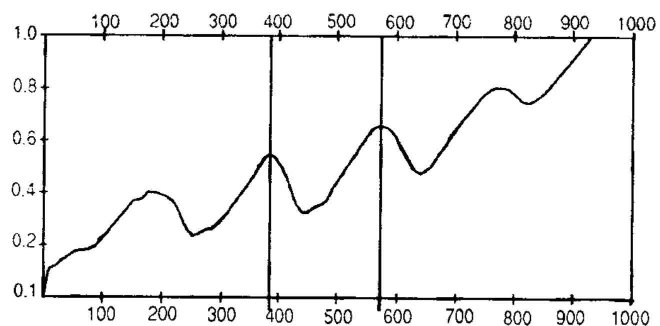
Một đỉnh của sự ổn định sẽ xảy ra tại một tần số tương ứng với thời điểm khi sự thay đổi tốc độ gây ra phản xạ từ mũi cọc hoặc từ chỗ thay đổi trở kháng ở giữa thân cọc. Các đỉnh ổn định xẩy ra tại các khoảng đều nhau và gọi là tần số trội Δf. Độ sâu tương ứng (L_2 - L_1 trong hình 4.3), tại đó xảy ra sự thay đổi, được tính theo :

$$x = c / 2\Delta f \qquad (4\text{-}2)$$

Khi chia tốc độ cho tần số ta sẽ có chuyển vị. Chia lực cho chuyển vị tại một tần số đã cho sẽ có đại lượng gọi là độ cứng động :

$$E_d = \omega \, . \, F(\omega) / V(\omega) = 2\pi f / M(\omega) \qquad (4\text{-}3)$$

Ở đây ω và f là tần số tính theo radian/giây và Hz tương ứng. Trong thực tế, các giá trị tần số thấp được chia cho độ ổn định đi kèm và gọi là độ cứng động E_d. Giá trị này tăng theo sự giảm của phản xạ mũi cọc. Phản xạ mũi cọc thấp thường là kết quả của sức kháng đất cao. Tuy nhiên, điều ấy cũng có thể xẩy ra do các đặc trưng của cọc thay đổi lớn hoặc do sức cản động vật liệu cọc và nó chỉ liên quan gián tiếp đến sức chịu tải của cọc. Do đó E_d được tính



***Hình 4.3:** Ổn định của độ cứng động*

toán để cung cấp một kết quả mang tính định lượng đánh giá chất lượng cọc. Trên hình 4.3 trình bày một ví dụ về độ ổn định và ở mũi cọc các giá trị E_d tương ứng với các tần số khác nhau.

2. PHẠM VI ỨNG DỤNG

Phương pháp thí nghiệm biến dạng nhỏ dùng để xác định độ nguyên vẹn của các cọc đơn thẳng đứng hoặc nghiêng. Nó cũng áp dụng cho các bộ phận kết cấu dài có chức năng tương tự như các cọc móng, không xét đến phương pháp thi công miễn là có thể tiếp nhận được thí nghiệm va chạm biến dạng nhỏ (có thể tiếp cận được để thực hiện thí nghiệm).

Do va chạm được tạo ra có năng lượng nhỏ nên thí nghiệm chỉ có hiệu quả đối với những cọc có tỷ số L/D ≤ 30, ở đây L là chiều dài cọc; D là đường kính của cọc.

Do đặc tính thu nhận các phản xạ của sóng ứng suất khi gặp chỗ thay đổi trở kháng của cọc, nếu có nhiều chỗ thay đổi xẩy ra ở các vị trí khác nhau cho cọc, tín hiệu thu nhận được sẽ rất khó phân tích để có thể tách ra vị trí và mức độ của từng khuyết tật. Hơn nữa các vị trí thay đổi trở kháng có thể xẩy ra từ từ, nên tín hiệu phản xạ sẽ phức tạp hơn rất nhiều, khó phân tích một cách rõ ràng về khuyết tật. Vì vậy, trong thực tế phương pháp thí nghiệm biến dạng nhỏ thường cho kết quả tương đối chính xác về vị trí và mức độ của khuyết tật đầu tiên kể từ đầu cọc. Nó cũng thường được dùng để xác định sơ bộ chất lượng cọc, nếu có nghi ngờ thì dùng các phương pháp khác có độ tin cậy cao hơn để kiểm tra lại. Ví dụ như dùng phương pháp thử động biến dạng lớn, hay có thể dùng phương pháp khoan lấy lõi. Trong nhiều trường hợp cũng có thể tiến hành kiểm tra lại hồ sơ thi công các cọc có nghi ngờ để xác định rõ nguyên nhân của các khuyết tật.

3. THIẾT BỊ

Hiện nay, trên thế giới có một số hãng sản xuất các bộ thiết bị thí nghiệm biến dạng nhỏ như Pile Dynamic Inc. (PDI) - Mỹ, TNO - Hà Lan... Nhưng bộ thiết bị được sử dụng rộng rãi nhất và đã được đưa vào trong tiêu chuẩn Mỹ ASTM D5882-96 : "Tiêu chuẩn phương pháp thử : Thí nghiệm biến dạng nhỏ cho cọc" là bộ thiết bị Pile Intergrity Tester - PIT của Hãng PDI Cleveland Ohio Mỹ.

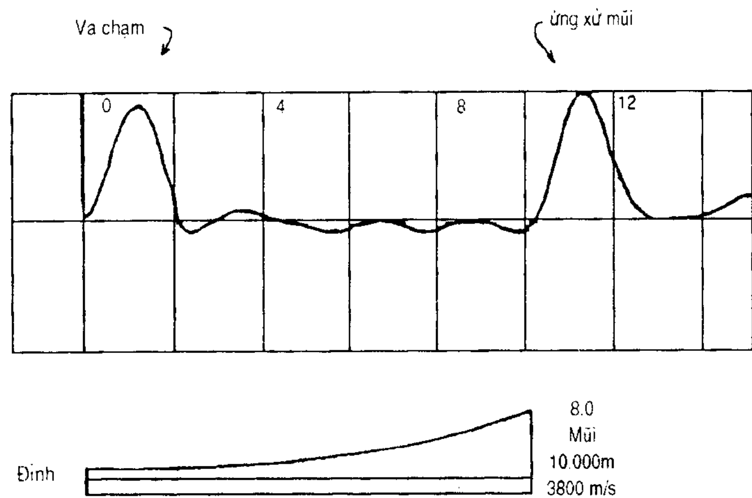
Theo ASTM D5882-96 yêu cầu một bộ thiết bị thí nghiệm biến dạng nhỏ có các đặc tính kỹ thuật như sau :

(a) Thiết bị tạo lực va chạm

Thiết bị phải tạo ra một xung lực va chạm có độ dài nhỏ hơn 1 ms và không gây ra bất cứ hư hỏng cục bộ nào của cọc trong khi va chạm. Thường dùng búa có đầu là chất dẻo rất cứng. Trọng lượng búa được dùng tuỳ theo chiều dài và kích thước hình học của cọc. Va chạm phải được đặt dọc theo trục cọc.

(b) Thiết bị thu nhận số liệu

- Đo tốc độ : Dùng một hoặc nhiều hơn các gia tốc kế để thu nhận số liệu tốc độ, các tín hiệu gia tốc nhận được sau đó tích phân thành tốc độ trong các thiết bị xử lý số liệu. Các gia tốc kế được đặt tại (hoặc gần) đầu cọc và có trục cảm ứng song song với trục cọc. Các gia tốc kế cần tuyến tính ít nhất đến 200g. Có thể dùng cả hai loại A/C hoặc D/C. Nếu dùng loại A/C, hằng số thời gian ít nhất là 30.000 Hz. Nếu dùng loại D/C chúng cần có giải tần số cho đến 5000 Hz với độ suy giảm nhỏ hơn - 3dB. Có thể chọn dùng các đầu đo tốc độ hoặc chuyển vị để thu nhận tốc độ, chúng tương tự nhau để tạo thành các gia tốc kế chuyên dụng. Hiệu chỉnh đầu đo này có độ chính xác 5% của dải đo. Nếu trong khi sử dụng xảy ra hư hỏng thì phải hiệu chỉnh lại hoặc thay thế gia tốc kế.



Hình 4.4: *Đồ thị tốc độ tiêu biểu tạo bởi thiết bị thu nhận các số liệu động.*

- Đo lực (tuỳ theo yêu cầu). Thiết bị va chạm có thể đo được lực va chạm như một hàm của thời gian. Búa có một hộp tải trọng đo lực nằm giữa đầu và thân búa, cũng có thể búa có một gia tốc kế gắn vào và gia tốc đo được chuyển thành lực khi tính đến khối lượng búa. Hiệu chỉnh lực cần nằm trong phạm vi 5%. Búa này cần phải hồi trở lại sao cho sự biến đổi fourier của lực đo được sẽ có phổ trơn không có các đỉnh cục bộ.

- Gắn các đầu đo - sensor chuyển vị được gắn gần đầu cọc bằng cách dùng vật liệu bám dính thích hợp hoặc tạm thời (như là sáp, vadơlin...) sao cho đảm bảo nó đo được chính xác sự chuyển dịch dọc trục của cọc (trục cảm ứng của đầu đo thẳng hàng với trục cọc). Nói chung sensor chuyển vị được gắn gần tâm cọc. Cần cân nhắc các vị trí bổ sung đối với các cọc có đường kính lớn hơn 500 mm. Vị trí va đập biến dạng nhỏ được đặt vào đầu cọc trong vòng khoảng 300 mm kể từ sensor chuyển vị. Nếu như không tiếp cận được với đầu cọc, do nó đã gắn với kết cấu, thì các sensor có thể gắn vào bề mặt của thân cọc.

(c) Truyền tín hiệu

Các tín hiệu từ các sensor sẽ được chuyển đến các thiết bị ghi, biến đổi và chuyển thành số liệu(xem mục d), bởi một đường cáp bọc ít nhiễu hoặc tương đương.

(d) Thiết bị ghi, xử lý và trình diễn số liệu

- Tổng quát :

Các tín hiệu từ các sensor chuyển vị và lực (tuỳ theo yêu cầu) , sẽ được chuyển đến một thiết bị ghi, biến đổi và trình diễn số liệu theo dạng một hàm của thời gian. Thiết bị này sẽ bao gồm một màn hình đồ thị tốc độ và lực (tuỳ theo yêu cầu) và khả năng lưu giữ số liệu để thu nhận các ghi chép dùng cho phân tích sau này. Thiết bị có khả năng tính trung bình số liệu của nhiều nhát búa và khuếch đại thông tin, sao chép lại các ảnh hưởng của đất và cọc đồng thời giảm các ảnh hưởng nhiễu ngẫu nhiên. Có khả năng tăng cường độ khuyếch đại tín hiệu chuyển vị với thời gian sau va chạm để nâng cao tính giải thích của các chuyển vị đo được mà chúng đã bị biến đổi do sức cản động của đất và vật liệu cọc. Thiết bị này phải có khả năng lọc đối với các giới hạn tần số khác nhau để loại các thành phần tín hiệu tần số cao hay tần số thấp hoặc cả hai. Thiết bị có khả năng truyền toàn bộ số liệu đến môi trường lưu giữ cố định. Thiết bị có khả năng xuất số liệu dưới dạng đồ thị lâu dài. Nguyên tắc bố trí của thiết bị được thể hiện trong hình 4.1.

- Thiết bị ghi :

Các tín hiệu tương tự từ các sensor chuyển vị được số hoá trực tiếp bằng bộ biến đổi từ tương tự sang số với độ phân giải ít nhất là 12 bit sao cho các thành phần tín hiệu có tần số thấp hơn 15000 Hz (-3dB) sẽ được giữ lại. Khi số hoá tần số các mẫu, sensor chuyển vị mỗi cái ít nhất 30.000 Hz, và búa gắn thiết bị theo yêu cầu sẽ được sử dụng. Sự đồng nhất và độ chính xác của tần số lấy mẫu dược số hoá là rất quan trọng; độ nhạy của đồng hồ (độ chính xác tần số lấy mẫu) cần trong khoảng 0,01%. Hệ thống thu nhận số liệu tương tự được bảo vệ đặc biệt. Gắn vào bất cứ bộ số hoá nào có thể xác định được tên và các mô tả thông tin những thông số khuếch đại khi xử lý tín hiệu, dấu hiệu ngày và thời gian.

- Thiết bị để xử lý số liệu - Thiết bị để xử lý tín hiệu từ các đầu đo là một máy tính số hoặc bộ phận vi xử lý có ít nhất các chức năng sau :

- Số liệu tốc độ - Nếu dùng gia tốc kế (xem mục b) thiết bị sẽ chuẩn hoá và hiệu chỉnh tín hiệu và tích phân gia tốc để nhận được tốc độ. Thiết bị này sẽ cân bằng tín hiệu tốc độ về không giữa các lần va chạm.

- Đo lực - Thiết bị sẽ tiến hành chuẩn hoá, khuếch đại tín hiệu và hiệu chỉnh phép đo lực. Số liệu lực ra được cân bằng về không giữa các lần va chạm.

- Chuẩn tín hiệu - Chuẩn hoá tín hiệu lực và tốc độ sẽ có được các đường cong ứng xử tần số như nhau để tránh sự lệch pha tương đối và sự khác biệt biên độ.

- Thiết bị trình diễn đảm bảo cho các tín hiệu từ các đầu đo như đã quy định trong mục (b), được trình diễn trên một thiết bị như màn hiển thị đồ thị LCD mà trên đó tốc độ và lực (tuỳ theo yêu cầu) có thể quan sát được như một hàm của thời gian cho từng

nhát búa. Thiết bị này có thể nhận được các tín hiệu sau khi chúng đã được xử lý bằng một thiết bị biến đổi số liệu. Nó sẽ trình diễn các số liệu đã số hoá của hiện tượng va chạm hoặc do người sử dụng gọi lại từ lưu giữ. Hiệu chỉnh thiết bị này để tạo lại một tín hiệu có dải nằm trong khoảng từ 2 đến 30 ms. Đảm bảo thiết bị có thể trình diễn tín hiệu đó từ từng nhát búa được lựa chọn trong một chu kỳ tối thiểu 30s.

4. TRÌNH TỰ THỰC HIỆN THÍ NGHIỆM

4.1. Tổng quát

Ghi các thông tin dự án có thể vào thiết bị ghi thích hợp (xem mục 5 dưới đây). Gắn sensor chuyển vị thích hợp (xem 4.3 (b)) lên đầu cọc và ghi số liệu từ các nhát đập. Lấy trung bình các số liệu từ nhiều nhát đập và tạo khuếch đại cần thiết đối với số liệu trung bình. Các số liệu từ các nhát đập riêng rẽ hoặc đã lấy trung bình, hoặc cả hai, khi đó cần được lưu giữ (xem 4.3(d)). Số liệu đã lấy trung bình, đã được khuếch đại đó sẽ dùng để đánh giá độ nguyên vẹn của cọc.

4.2. Chuẩn bị

Đối với các cọc bê tông cốt thép đổ tại chỗ hoặc cọc ống nhồi bê tông, tiến hành thí nghiệm độ nguyên vẹn không sớm hơn 7 ngày sau khi đổ, hoặc sau khi cường độ bê tông đạt ít nhất 75% thiết kế. Đảm bảo rằng bề mặt đầu cọc có thể tiếp cận được, bên trên mặt nước, sạch không có mảnh vụn bê tông, đất hoặc các vật liệu khác do thi công gây ra. Nếu đầu cọc bị hư hỏng, bỏ đi một đoạn cọc thích hợp để đạt đến chỗ bê tông tốt. Khi cần thiết, chuẩn bị các diện tích nhỏ bằng đục tay tạo ra bề mặt nhẵn để gắn sensor chuyển vị và đập búa. Gắn chặt sensor chuyển vị bằng vật liệu thích hợp tại các vị trí được lựa chọn tránh xa gờ ngoài đầu cọc. Đối với các cọc có đường kính lớn hơn 500 mm, gắn gia tốc kế ít nhất tại 3 vị trí, sao cho mỗi đánh giá độ nguyên vẹn gần đầu cọc có thể làm cho từng đoạn của cọc. Đặt thiết bị tạo lực va chạm sao cho va chạm đó đặt dọc trục cọc và có khoảng cách không lớn hơn 300 mm kể từ gia tốc kế. Bố trí các thiết bị ghi, biến đổi và trình diễn số liệu sao cho dễ thao tác và các tín hiệu lực, tốc độ ở trị số không.

4.3. Các ghi chép hiện trường

Gồm những thông tin sau đây trong số liệu chi tiết, cho từng cọc được thí nghiệm:

- Số hiệu cọc, chiều dài và đường kính đầu cọc theo quy định và thực tế.

- Ngày và phương pháp đổ bê tông

- Các hình vẽ thể hiện khối lượng bê tông tổng cộng, đường kính quy định và thực tế theo chiều sâu, ống vách để lại hay tạm thời, cốt thép ...

- Cột địa tầng

- Bất cứ một quan sát đặc biệt nào liên quan đến cọc thử mà có ảnh hưởng đến thi công, đào, độ nguyên vẹn của cọc ...

- Vị trí của các đầu đo tại đỉnh cọc và phép đo tương ứng

- Ngày thử cọc

4.4. Tiến hành đo

Tạo một số va chạm và ghi lại từng va chạm riêng lẻ hoặc lấy trung bình, nếu có yêu cầu, hoặc cả hai. Nếu chỉ ghi các va chạm riêng lẻ, cần đảm bảo rằng thiết bị ghi, biến đổi và trình diễn số liệu có khả năng lấy trung bình đến 10 số liệu riêng lẻ. Ghi lại số liệu của các va chạm đối với một số liệu trung bình được chỉ định. Tiến hành ghi và trình diễn một loạt các số liệu tốc độ và lực (tuỳ theo yêu cầu).

4.5. Kiểm tra chất lượng số liệu

Để khẳng định chất lượng số liệu, người đo sẽ kiểm tra lại tốc độ và lực (tuỳ theo yêu cầu), từ nhiều va chạm, về tính nhất quán. Đảm bảo thiết bị ghi, biến đổi và trình diễn số liệu có khả năng xác định được ngưỡng quá tải thiết bị đo. Không dùng những số liệu lần va chạm mà nó gây cho thiết bị đo bị quá tải. Các số liệu nhất quán là kết quả của các va chạm đồng nhất trên bê tông tốt, hệ thống đầu đo hoạt động đúng, các sensor chuyển dịch được gắn chặt, thiết bị ghi, biến đổi và trình diễn số liệu hoạt động đúng. Nếu các số liệu không lặp lại được thì không dùng các số liệu đó. Nếu nguyên nhân của số liệu tồi không phải là vấn đề gắn sensor chuyển dịch, mà là đầu đo hoạt động kém thì cần sửa chữa hoặc hiệu chỉnh lại chúng trước khi dùng tiếp.

Cần lưu ý là mọi bộ phận của thiết bị thu nhận các số liệu động và các thiết bị ghi, biến đổi, trình diễn số liệu phải hiệu chỉnh nếu bất cứ dấu hiệu nào cho thấy hệ thống hoạt động kém.

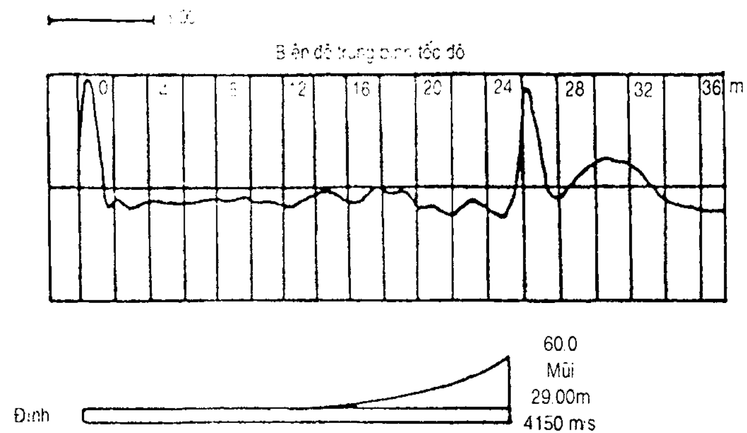
4.6. Phân tích số liệu

- Trong phương pháp phản hồi xung (PEM), tốc độ đầu cọc đo sẽ được phân tích như một hàm của thời gian. Thường thường phương pháp này cho thông tin đầy đủ để đánh giá độ nguyên vẹn. Tuỳ theo yêu cầu, lực đầu cọc cũng có thể được đo. Tổ hợp lực và tốc độ có thể cho các thông tin bổ sung để xem xét độ nguyên vẹn của cọc tại gần đầu cọc. Phương pháp ứng xử nhanh (TRM) đòi hỏi đo cả hai tốc độ và lực đầu cọc. Đối với cả hai phương pháp, số liệu được đánh giá trong hai phạm vi thời gian và tần số.

- Thu nhận tốc độ và lực (tuỳ theo yêu cầu) từ bộ phận đọc của thiết bị biến đổi số liệu (xem 4.3) hoặc từ thiết bị trình diễn (xem 4.3). Trong phân tích theo phạm vi thời gian (PEM) việc đánh giá độ nguyên vẹn của cọc dựa trên sự tăng hay giảm tương đối của tốc độ sau xung va chạm ban đầu (hình 4.5)

Số liệu trình diễn sẽ bao gồm các số liệu tốc độ và lực (tuỳ theo yêu cầu) theo thời gian, một chỉ dẫn về chiều dài cọc và tốc độ sóng vật liệu giả định, thể hiện hình dạng và biên độ của hàm khuếch đại đã được sử dụng.Khi va chạm đầu cọc thường có chuyển vị. Nói chung sử dụng độ khuếch đại để phản ứng mũi cọc có biên độ tương tự. Các phản xạ xuất hiện trước khi có ứng xử mũi cọc của chính tín hiệu đầu vào là do sự giảm

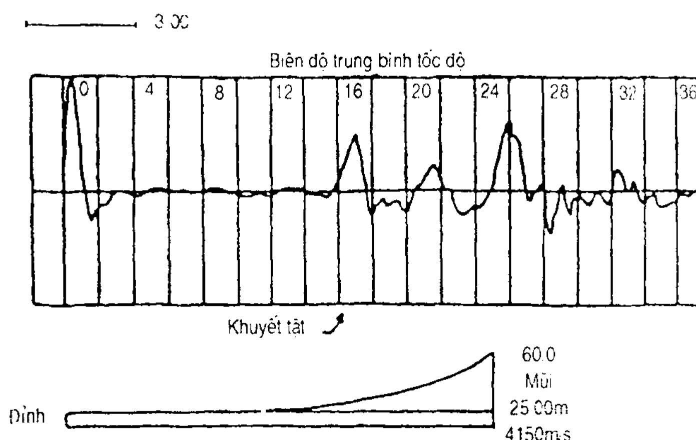
tương đối của trở kháng. Phản xạ của tín hiệu ngược lại là do sự tăng trở kháng. So sánh các kết quả từ nhiều cọc hiện trường được thi công tương tự sẽ dùng để đánh giá ứng xử điển hình với cùng hệ số khuếch đại được áp dụng cho tất cả các cọc có cùng chiều dài. Sự thể hiện bằng hình ảnh có chất lượng tốt và khả thi đối với các cọc được thí nghiệm khác, giúp cho sự đánh giá kỹ thuật đúng đắn.



Hình 4.5 (a) : Số liệu tốc độ điển hình cho thấy một cọc nhìn chung là nguyên vẹn (trở kháng hay điều kiện đất thay đổi từ từ)

- Số liệu ghi được có thể dùng để phân tích tiếp theo trong máy tính để định lượng tốt hơn phạm vi của một khuyết tật xuất hiện.Các kết quả của phân tích này có thể bao gồm một đánh giá định lượng về độ nguyên vẹn của cọc.Việc giải thích và sử dụng chi tiết hơn số liệu đó là công việc đòi hỏi có kinh nghiệm và phán đoán chuyên môn.

- Các kỹ sư có kinh nghiệm chuyên môn trong lĩnh vực này sẽ thực hiện việc đánh giá cuối cùng độ nguyên vẹn.Sử dụng việc đánh giá độ nguyên vẹn của thí nghiệm biến dạng nhỏ cùng với các thông tin khác gồm trình tự thi công cọc và các quan sát, các thông tin về đất,các yêu cầu chịu tải... để nghiệm thu cọc.Việc đánh giá độ nguyên vẹn biến dạng nhỏ không dùng như một yếu tố duy nhất để xác định việc loại bỏ cọc. Cần có một kế hoạch bổ sung cho phép người kỹ sư có thể tiến hành các thí nghiệm khác hoặc ra lệnh sửa chữa, hoặc thay thế trước khi thí nghiệm độ nguyên vẹn.trong trường hợp xác định được các hư hỏng nghiêm trọng.



***Hình 4.5 (b)** - Số liệu tốc độ tiêu biểu cho thấy các thay đổi lớn về trở kháng (nhiều hư hỏng của một cọc bị nứt)*

- Trong thí nghiệm độ nguyên vẹn biến dạng nhỏ có các hạn chế nhất định mang tính cố hữu. Cần phải hiểu rõ các hạn chế này và cân nhắc cẩn thận khi đánh giá cuối cùng độ nguyên vẹn. Việc đánh giá độ nguyên vẹn của phân đoạn cọc phía dưới một

vết nứt cắt hoàn toàn qua diện tích tiết diện ngang của cọc hoặc một mối nối cơ khí khi chế tạo là không thể được do sóng va chạm sẽ phản hồi hoàn toàn tại chỗ không liên tục. Cọc có các tiết diện ngang thay đổi nhiều hoặc có nhiều mối nối có thể gặp khó khăn khi đánh giá. Trong một số trường hợp có thể gặp khó khăn khi phân biệt ứng xử của đất từ ứng xử của cọc. Phương pháp này nói chung không thích hợp để thí nghiệm các cọc bản, chữ H hoặc cọc ống không nhồi. Nếu phản xạ mũi cọc không thấy rõ trong số liệu, việc đánh giá độ nguyên vẹn có thể không thuyết phục và bị hạn chế đến một độ sâu nhất định. Hạn chế này có thể xẩy ra với các cọc dài hay thay đổi nhiều hoặc các cọc trong đất có ma sát cao. Cọc nối cứng với móng hoặc các kết cấu bên trên đôi khi thí nghiệm thành công mặc dù việc đánh giá đó thường khó khăn hơn và không mang tính thuyết phục.Một số trường hợp có liên kết với các kết cấu bên trên, cần dùng các đầu đo chuyển vị gắn vào hai vị trí khác nhau dọc theo thân cọc.

- Thí nghiệm độ nguyên vẹn không thể xác định được tất cả các khuyết tật, nhưng nó là một công cụ có ích trong việc xác định các hư hỏng chính trong phạm vi chiều dài có hiệu quả. Thí nghiệm này cũng còn xác định được các biến đổi trở kháng nhỏ không ảnh hưởng đến sức chịu tải của cọc. Đối với những cọc có biến đổi nhỏ về trở kháng, người kỹ sư sẽ phán đoán khả năng chấp nhận các cọc này khi xem xét các yếu tố khác như sự phân bố lại tải trọng đến các cọc bên cạnh, sự truyền tải trọng lên đất bên trên chỗ khuyết tật, áp dụng các hệ số an toàn, và các yêu cầu chịu tải của kết cấu.

5. NỘI DUNG BÁO CÁO THÍ NGHIỆM BIẾN DẠNG NHỎ

Các mô tả và thông tin giúp cho việc đánh giá chất lượng cọc bao gồm :

- Tổng quát

. Tên địa điểm dự án

. Địa tầng bên cạnh hoặc thí nghiệm khoan đất tiêu biểu

- Thiết bị thi công cọc

Mô tả thiết bị thi công cọc đã được dùng hoặc cho cọc đóng, cọc khoan nếu có liên quan đến việc khảo sát độ nguyên vẹn, bao gồm kích thước, loại, mức thực hiện thao tác hay áp suất, kích thước bơm, và bất cứ thiết bị thi công chuyên dụng nào mô tả chúng như các loại để khoan trước hay phun vữa.

- Cọc thí nghiệm

. Số hiệu (tên và ký hiệu) của các cọc thử

. Loại và kích thước của cọc, bao gồm chiều dài, đường kính yêu cầu

. Ngày thử cọc, đổ bê tông cọc hoặc đóng, gia cường trụ bê tông hoặc cả hai.

. Mô tả cốt thép trong và ngoài đã dùng cho cọc thử (kích thước, chiều dài và bố trí của các cốt dọc, kích thước và chiều dài của ống vách hoặc vỏ).

. Mô tả và vị trí, các mối nối

. Các quan sát cọc bao gồm các chỗ bị vỡ, vết nứt và tình trạng bề mặt đầu cọc

- Thi công cọc

. Ngày thi công

. Đối với cọc khoan nhồi bao gồm kích thước gầu khoan, khối lượng bê tông hoặc vữa dùng cho cọc (khối lượng theo chiều sâu, nếu có thể), áp lực vữa đã dùng và mô tả các trình tự thi công đặc biệt đã dùng như đặt hoặc rút ống vách hoặc cả hai.

. Đối với cọc đóng (khi quá trình đóng bị gián đoạn do hư hỏng) bao gồm thông tin đệm búa, đệm cọc; các ghi chép đóng cọc gồm số nhát búa và độ nẩy của búa hoặc mức hoạt động đối với đơn vị chiều dài xuyên cuối cùng.

. Nguyên nhân và thời gian ngừng thi công cọc, nếu có thể và có liên quan đến việc khảo sát.

. Ghi chú về bất cứ điều gì bất thường xảy ra trong quá trình thi công và đào đất, hoặc cả hai, mà có thể liên quan đến việc khảo sát độ nguyên vẹn.

- Thí nghiệm độ nguyên vẹn

. Mô tả các thiết bị thu nhận các đo đạc động và thiết bị ghi, biến đổi, trình diễn số liệu, trình tự thí nghiệm bao gồm việc mô tả và vị trí của việc gắn các sensor chuyển vị.

. Ngày thí nghiệm

. Số hiệu cọc thử

. Các trình diễn đồ thị các số liệu chuyển vị và lực (tuỳ theo yêu cầu) theo thời gian gồm cả sự khuếch đại số liệu đã được dùng trong việc đánh giá; việc trình diễn theo tần số là tuỳ chọn đối với đánh giá theo PEM và bắt buộc khi đánh giá theo TRM.

. Tốc độ sóng của cọc thử, cách xác định hoặc ước tính;

. Chiều dài cọc đóng cũng như đổ tại chỗ,chôn trong đất hoặc bên dưới thiết bị thu nhận các số liệu đo động.

. Phương pháp đã dùng để đánh giá số liệu;

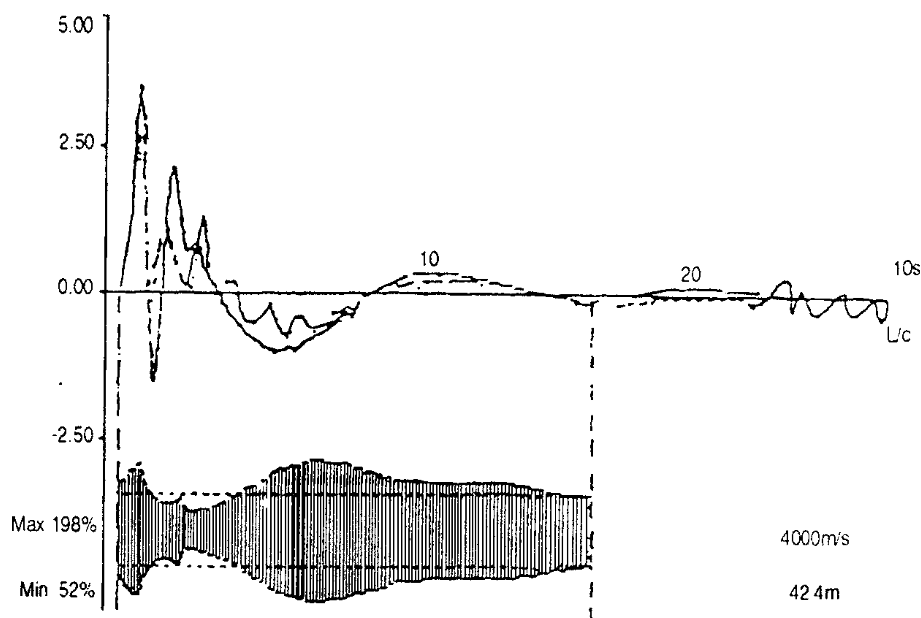
. Bình luận về độ nguyên vẹn của cọc, bao gồm về điều kiện đất hoặc phương pháp thi công hoặc cả hai, có ảnh hưởng như thế nào đến thân cọc đã thi công, như đã xác định qua các số liệu.

6. MỘT SỐ KẾT QUẢ THỰC TẾ

(a) Các kết quả thực tế của Viện KHCN Xây dựng

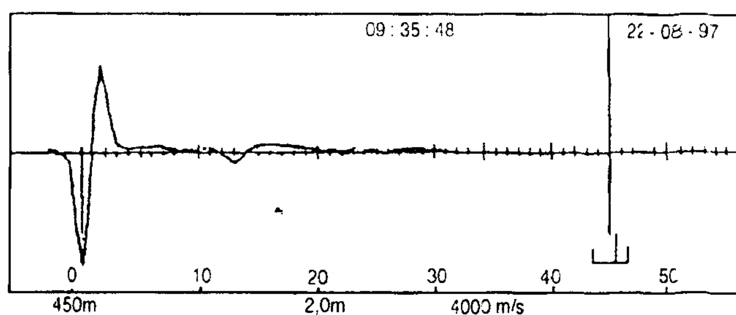
- Trên hình 4.6 trình bày biểu đồ đo sóng và kết quả dự tính hình dạng của cọc khoan nhồi đường kính 1m, sâu 43 m ký hiệu G-6B của một nhà cao tầng ở Hà Nội. Theo phân tích bằng phần mềm CAPWAP cho thấy trở kháng của tiết diện cọc giảm tới 35% ở độ

sâu 3 ÷ 5m rồi tăng nhanh trong phạm vi 7 ÷ 10m. Nguyên nhân của khuyết tật này có thể do vách lỗ cọc bị sập trong quá trình đổ bê tông. Tra cứu theo nhật ký thi công cọc cho thấy lượng bê tông của nó nhiều hơn cọc bình thường khoảng 15%.

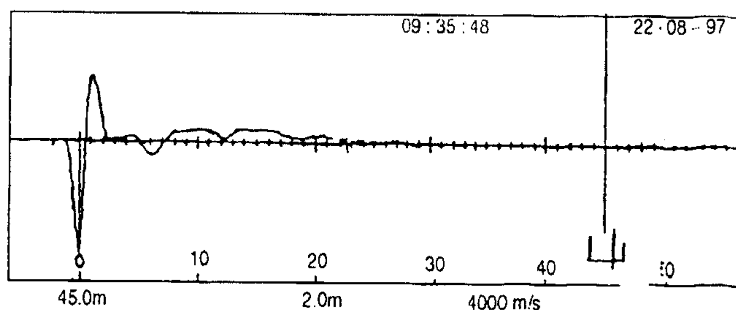


Hình 4.6: Kết quả đo và phân tích cho cọc G-6B

- Đã tiến hành thử PIT cho cọc khoan nhồi đường kính 1m, dài 44m dùng cho một nhà công nghiệp ở đồng bằng sông Cửu Long. Trên các hình 4.7 và 4.8 là các biểu đồ truyền sóng của hai cọc ký hiệu XA1 và XB17. Sóng phản xạ từ các khuyết tật thay đổi rất mạnh cho phép dễ dàng xác định mức độ và vị trí khuyết tật của cọc. Kết quả phân tích bằng phần mềm CAPWAP cho thấy trở kháng cọc XA1 giảm yếu 30% tại độ sâu 12 ÷ 13m, còn đối với cọc XB17 giảm yếu 28% ở độ sâu 5,5m. Để kiểm chứng đã tiến hành đào cọc XB17 và thấy ở độ sâu 5m, đất nền lẫn nhiều vào trong bê tông thân cọc, sau đó đã cho phép gia cường thân cọc này mà không phải làm cọc khác thay thế.



Hình 4.7: Biểu đồ sóng của cọc XA1

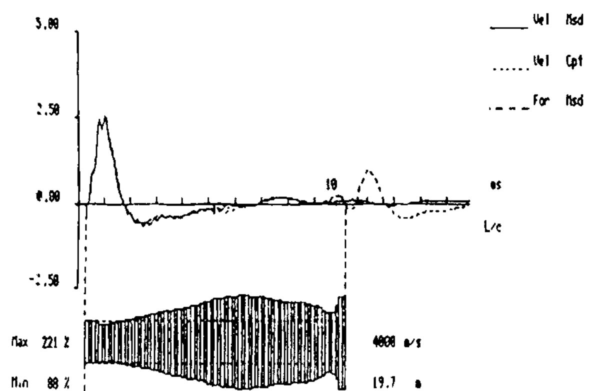


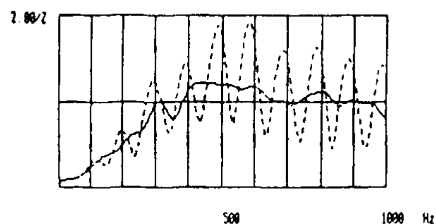
Hình 4.8: Biểu đồ sóng của cọc XB17

(b) Công trình cầu tàu số 3 cảng Tiên Sa - Đà Nẵng

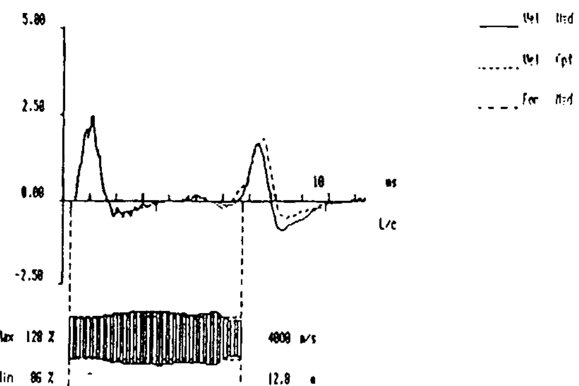
Dưới đây là các kết quả kiểm tra 4 cọc khoan nhồi đường kính 55 cm. Đã sử dụng phần mềm PITWAP để phân tích sự thay đổi trở kháng và đánh giá mức độ, phạm vi của các khuyết tật. Trong hình 4.9a,b,c,d là các biểu đồ sóng và các phân tích hình dạng trở kháng cho các cọc H88, I38, H92 và I86. Trên cơ sở phân tích đã đưa ra các nhận xét và kết luận như trong bảng sau.

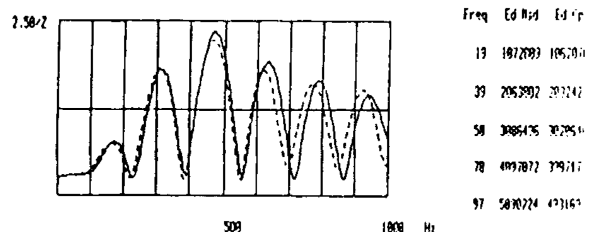
Thứ tự	Số hiệu cọc	Chiều dài kiểm tra	Kết luận
1	H88	19,66	Phần đầu cọc chất lượng giảm Thân cọc có một số sự thay đổi về tiết diện Mũi cọc tốt Độ nguyên dạng toàn bộ cọc đạt yêu cầu
2	I38	12,85	Phần đầu cọc chất lượng giảm Thân cọc có một số sự thay đổi về tiết diện Mũi cọc bị thu nhỏ Độ nguyên dạng toàn bộ cọc đạt yêu cầu
3	H92	18,35	Thân cọc có một số thay đổi về tiết diện Mũi cọc tốt Độ nguyên dạng toàn bộ cọc đạt yêu cầu
4	I86	20,07	Thân cọc có một số thay đổi về tiết diện Mũi cọc đạt yêu cầu Độ nguyên dạng toàn bộ cọc đạt yêu cầu





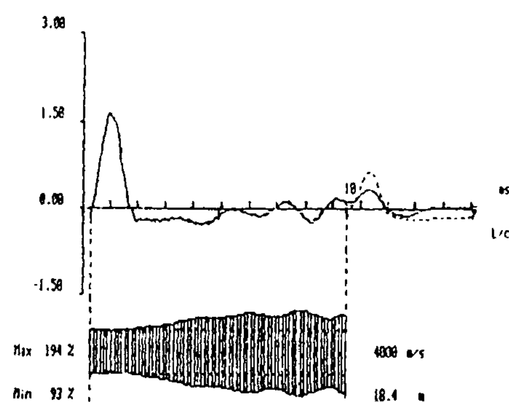
a - Cọc H88

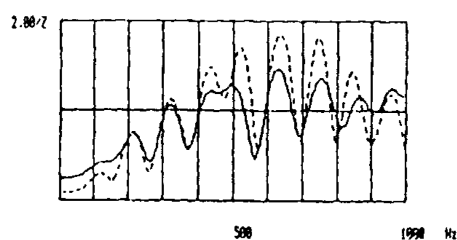




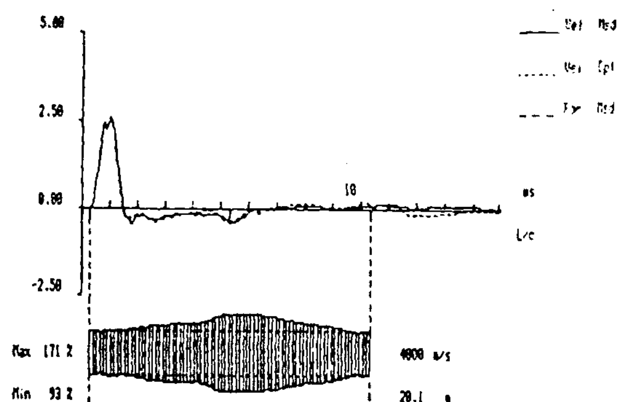
b - Cọc I38

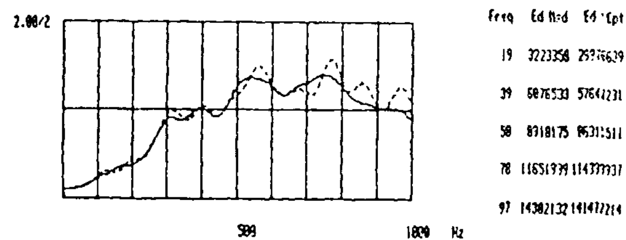
Cầu 3- Cảng Tiên Sa, cọc H92
ngày 16-06-98





Cầu 3- Cảng Tiên Sa, cọc H186
ngày 16-06-98





c - Cọc H92 *d - Cọc I86*

***Hình 4.9** : Kết quả phân tích PITWAP*

Chương 5
PHƯƠNG PHÁP THỬ TĨNH ĐỘNG STATNAMIC

1. MỞ ĐẦU

Như đã trình bày trong chương 3, phương pháp thử động biến dạng lớn bên cạnh các ưu điểm cũng có những nhược điểm hay đúng hơn là những khó khăn do sự hiểu biết về ứng xử động của hệ cọc - đất còn có nhiều hạn chế. Do vậy đã nẩy sinh ra nhu cầu đi tìm một phương pháp đánh giá sức chịu tải mới của cọc không quá tốn kém như thử tĩnh mà lại khắc phục được các hạn chế của thử động biến dạng lớn.

Năm 1988, những thí nghiệm đầu tiên được tiến hành thành công và phương pháp STAT*NAMIC* hay gọi là phương pháp thử tĩnh động đã ra đời và bắt đầu được ứng dụng trong thực tế năm 1989 ở Canada, Hà Lan và Nhật Bản. Năm 1995, Hội nghị quốc tế lần thứ nhất về STAT*NAMIC* họp từ 27 ÷ 30/9/1995 ở Vancouver - Canada đã tập hợp gần 200 nhà khoa học trên thế giới. Trong Hội nghị này đã thông báo các nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm được tiến hành trên nhiều nước, là dịp trao đổi để hoàn thiện hơn phương pháp này. Năm 1999, Hội nghị quốc tế lần thứ 2 về STAT*NAMIC* họp ở Tokio - Nhật Bản, tiếp tục thông báo các kết quả nghiên cứu ứng dụng STAT*NAMIC* trong nhiều loại hình cọc ở một số nước trên thế giới và chuẩn bị để tiến tới dự thảo tiêu chuẩn quốc tế về phương pháp này.

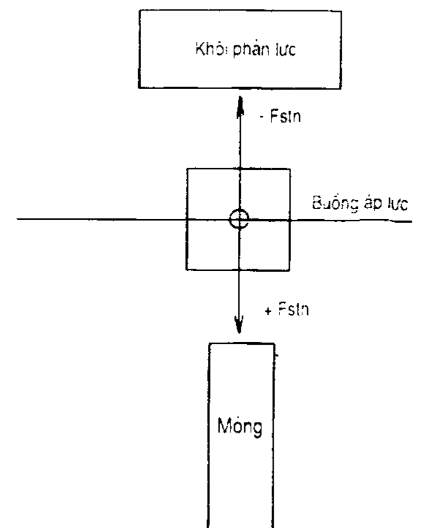
Để viết chương này, tác giả dựa chủ yếu vào các bài báo, các sách tham khảo đã công bố trong hai Hội nghị trên, cũng như Hội nghị về áp dụng sóng ứng suất ở Orlando - Mỹ, 1996 và của Hãng TNO, một Hãng nghiên cứu kỹ thuật xây dựng của Hà Lan đang đi đầu trong việc nghiên cứu và ứng dụng STAT*NAMIC*.

2. CÁC CƠ SỞ VẬT LÝ VÀ GIẢ THIẾT

Thiết bị STAT*NAMIC* (STN) được đặt trực tiếp lên đỉnh cọc thử. Nhiên liệu rắn được đốt cháy trong buồng áp lực tạo ra một áp lực lớn đẩy khối phản lực lên trên. Một lực cân bằng và ngược hướng đẩy đầu cọc xuống phía dưới.

Nếu một khối phản lực 30T được gia tốc ban đầu lên phía trên là 20g(g là gia tốc trọng trường) thì sẽ tạo ra một lực 600T tác động lên móng xuống phía dưới. Khối phản lực này bằng 1/20 (30T/600T = 1/20) hay 5% của khối STN tương đương. Tải trọng STN được đặt theo cách tăng tuyến tính và việc dỡ tải từ từ được đảm bảo bởi sự khống chế áp suất tạo ra. Thời lượng của lực được đặt trong 120 mili giây.

Gia tốc 1g của cọc là nhỏ hơn 100-1000 lần so với thí nghiệm tải trọng động truyền thống. Đồng thời thời lượng đặt lực lớn hơn 10 đến 20 lần so với một nhát búa rơi truyền thống. Như vậy ứng xử của cọc không bị khống chế bởi sự truyền sóng ứng suất. Thí nghiệm tải trọng động là một tải trọng va đập trong khi thí nghiệm tải trọng STN có thể so với một cú đẩy tạo ra một lực nén cao trên suốt cả chiều dài của cọc.



Hình 5.1: Cơ sở vật lý STATNAMIC

Có thể mô tả STN bằng cách sử dụng một trong 3 định luật chuyển động của Newton như sau:

Định luật 1 : (Định luật quán tính)

Một vật rắn sẽ tiếp tục ở trong trạng thái tĩnh hoặc chuyển động đều trừ khi có một ngoại lực làm thay đổi trạng thái đó.

$$\sum F = 0$$

Trong một thí nghiệm tải trọng có hai ngoại lực tác động lên trên cọc - lực tải trọng sẽ tạo cho cọc chuyển động và sức kháng của cọc chống lại chuyển động ấy. Sức kháng của cọc là một hàm số của thế năng khối lượng với độ cứng cọc và độ cứng đất dọc theo thân cọc và tại mũi cọc. Bằng cách đo chuyển vị của cọc khi thử tải, đo sức kháng của cọc và có thể đo được mối quan hệ cọc/đất.

Định luật 2 : (Định luật về gia tốc)

Khi chịu tác động một ngoại lực, vật rắn sẽ được gia tốc theo phương của ngoại lực đó và tỷ lệ với biên độ của lực đó.

$$F = ma$$

Trọng thử tải tĩnh, STN và động cùng là lực tác động nhưng có thể được đặt vào cọc theo các cách khác nhau.

So sánh cho một trường hợp tương đối tiêu biểu như sau :

Tĩnh : $F = M . g = Mg$

STAT*NAMIC* : $F = M / 20 . 20g = Mg$

Động : $F = M / 500 . 500g = Mg$

Ở đây : M là tổng khối lượng của thử tải tĩnh

M /20 là khối lượng phản lực của STN

M / 500 là khối lượng của búa rơi

g là gia tốc trọng trường

20g là gia tốc của khối phản lực STN

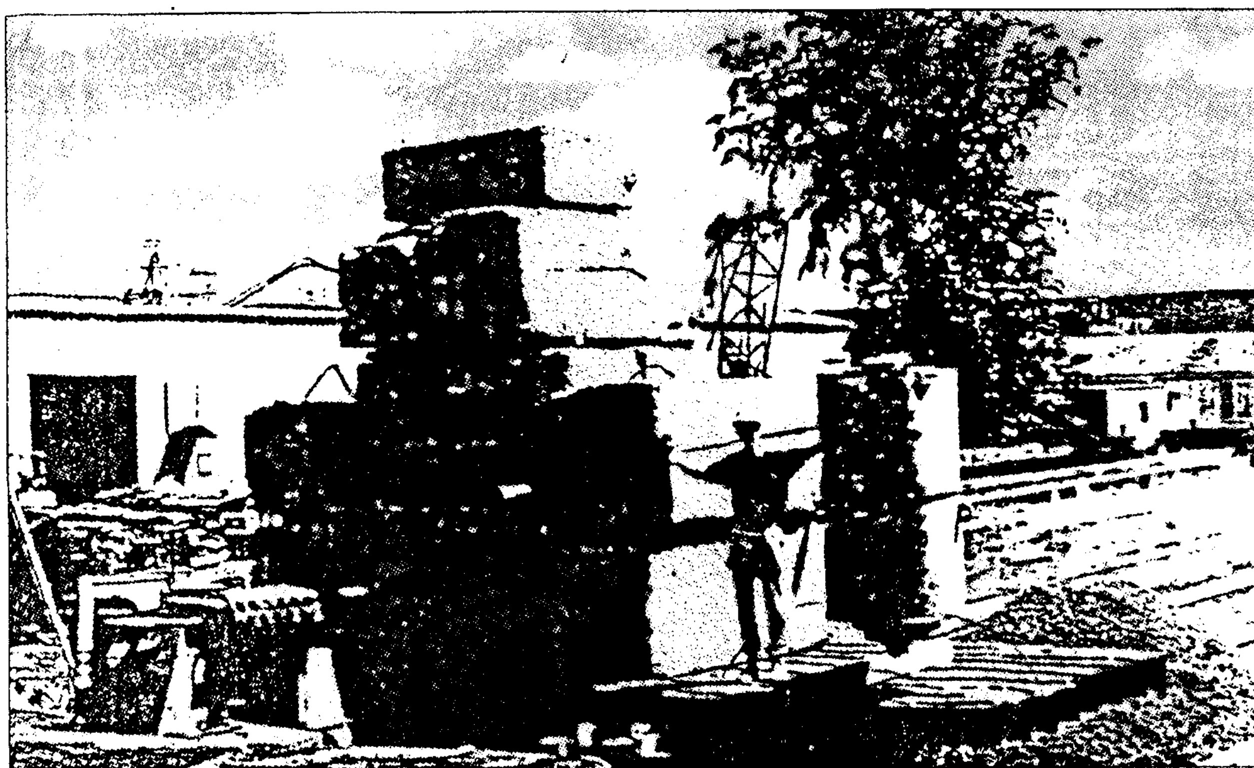
500 g là gia tốc của búa rơi

Định luật 3 : (Tác động và phản lực)

Đối với mỗi tác động sẽ có một phản lực bằng và ngược hướng.

$$F_{1,2} = -F_{1,2}$$

Trong thử tải STN buồng áp lực tạo ra một lực đẩy lên trên các khối phản lực đồng thời một lực cân bằng và ngược hướng tác động lên cọc theo hướng xuống dưới. Hơn nữa do phương của lực là dọc theo trục của xilanh nên tải trọng được đặt hoàn toàn đúng tâm.



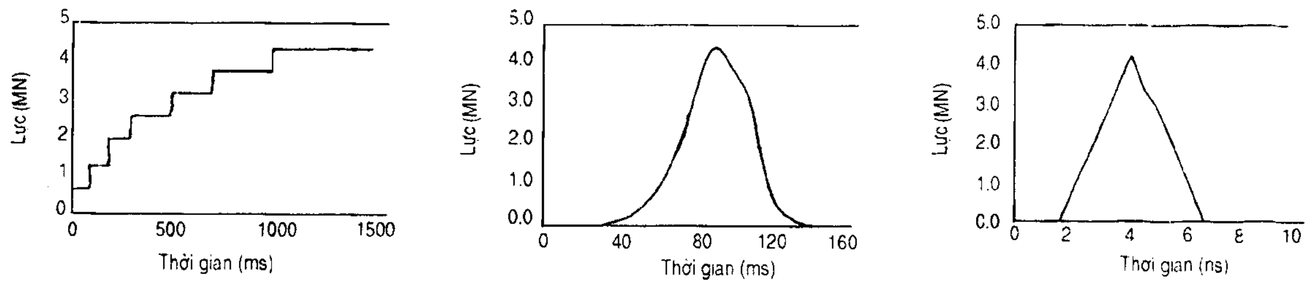
Hình 5.2: *Khối tải tĩnh phía sau và khối tải STN tương đương*

3. CƠ SỞ LÝ THUYẾT STN

3.1. Thời lượng tải trọng

- Tải trọng tĩnh

Do tốc độ và gia tốc gần bằng không trong một thí nghiệm tải trọng tĩnh nên các ảnh hưởng sức cản động và thế năng là không đáng kể. Tuy nhiên khi thời lượng tải trọng giảm đối với thí nghiệm tải trọng tĩnh nhanh, các kết quả có thể khác với thí nghiệm tải trọng tĩnh truyền thống do mức độ ứng suất phụ thuộc vào bản chất của đất. Đất ít thấm (bùn xốp hoặc đất sét) là nhạy cảm nhất với mức độ chất tải nhanh.



Hình 5.3: Thử tải tĩnh, thử tải STN, thử tải động

- *Chất tải động mức độ chậm (STN)*

Thời lượng chất tải là 120 mili giây. Thời lượng này, trong thử tải tĩnh không được đặt ra, là tương đối dài so với thử tải trọng động mức độ cao, ảnh hưởng mức độ động chỉ có đối với đất ít thấm, đất dính và có thể đo được chính xác khi dùng các mô hình cọc/đất hiện có.

- *Chất tải động mức độ cao (Thử tải động)*

Thời lượng chất tải cọc là 4 mili giây.Thời lượng chất tải ngắn tạo ra sóng ứng suất trong cọc và sẽ rất ảnh hưởng đến quan hệ cọc/đất. Sức cản động và thế năng sẽ có ảnh hưởng mạnh mẽ đến kết quả thí nghiệm và rất khó định lượng.

Middendorp,1995, đã đưa ra khái niệm chỉ số sóng hay còn gọi là số sóng N_w được xác định như sau:

$$N_w = \frac{C.T}{L} \qquad (5\text{-}1)$$

Trong đó : C - Tốc độ truyền sóng ứng suất trong vật liệu cọc

T - Thời lượng đặt tải thí nghiệm

L - Chiều dài cọc

Nếu : $N_w < 6$ thí nghiệm được coi là động

$N_w > 1000$ thí nghiệm được coi là tĩnh

$N_w = (12 \div 15)$ thí nghiệm STN

$N_w = (6 \div 12)$ thí nghiệm được gọi là giả STN vì tồn tại vấn đề sóng ứng suất. Để giải quyết dùng phương pháp dỡ tải và các công cụ phân tích truyền sóng ứng suất như trong phương pháp thử động biến dạng lớn. Phần mềm chuyên dụng giải quyết trong trường hợp này của hãng TNO có tên là TNO WAVE..

3.2. Cơ học sóng ứng suất

Trong chất tải tĩnh truyền thống cọc được nén trong suốt quá trình chất tải và có thể được nghiên cứu như một vật rắn. Khi thời lượng chất tải giảm sẽ xảy ra sóng ứng suất trong cọc ảnh hưởng đến quan hệ cọc/đất. Sóng ứng suất truyền dọc theo cọc với tốc độ âm thanh trong cọc

$$c = (E/\rho)^{1/2}$$

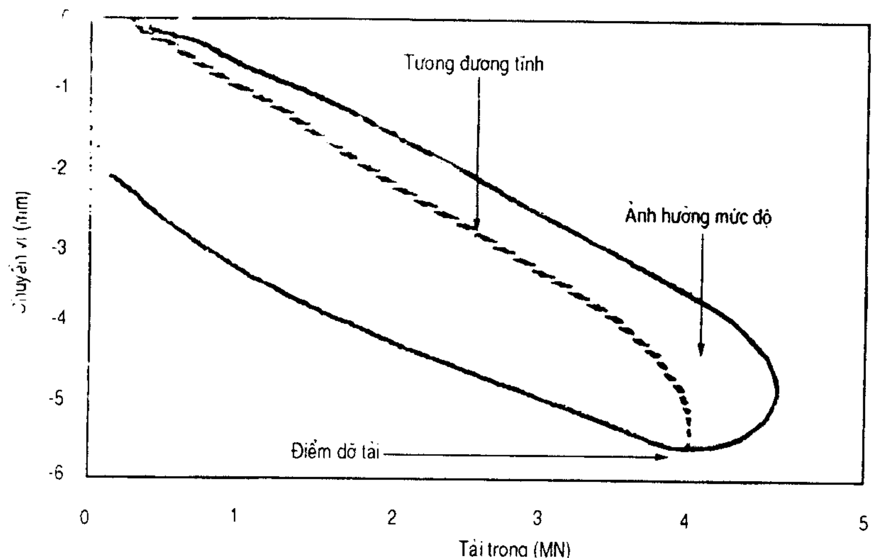
Trong đó : c - Tốc độ sóng ứng suất

E - Mô đun hệ thống cọc/đất

ρ - Mật độ hệ thống cọc/đất

c vào khoảng 3500 đến 4000 m/s đối với các cọc bê tông cốt thép và 5000 m/s đối với cọc thép. Đối với các cọc tương đối dài (≈ 30 m) ứng suất ban đầu ở đỉnh cọc sẽ tới mũi cọc trong khoảng 6 mili giây, tương ứng với chu kỳ tự nhiên của cọc (30/5000 = 0.006).

Chất tải STN được đặt trong thời gian 120 mili giây, dài hơn chu kỳ tự nhiên của ngay cả cọc cứng nhất. Do ảnh hưởng của sóng ứng suất đã được giảm thiểu, cọc được nghiên cứu như một vật rắn và áp dụng các phương pháp giải tích tĩnh truyền thống. Mặc dầu các kết quả STN cho thấy rằng các ảnh hưởng này có thể bỏ qua đối với các cọc trong đất rất cứng và cọc chống trên đá, các ảnh hưởng đối với những cọc trong đất mềm tương đối lớn và có ảnh hưởng đáng kể đến quan hệ tải trọng chuyển vị. Mô hình điểm dỡ tải, như trình bầy dưới đây là một phương pháp đơn giản để phân tích xác định sức chịu tải tĩnh trong một thí nghiệm STN. Đồng thời các ảnh hưởng có trong một thí nghiệm STN có thể định lượng được bằng mô hình điểm dỡ tải.



Hình 5.4 : Đồ thị quan hệ $F_u(t)$ - $u(t)$

3.3. Kỹ thuật nổ

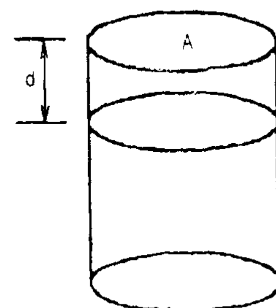
Để tạo tải trọng STN đặc trưng (quan hệ lực theo thời gian như trình bày ở trên), buồng áp lực được mở rộng do việc tăng áp lực khi đốt cháy nhiên liệu : Xi lanh STN nằm ở đỉnh buồng nén được gia tốc lên trên theo mức tỷ lệ với việc tăng áp lực. Lực hướng lên trên (và do đó chất tải STN hướng xuống dưới) bằng tích số của gia tốc và khối lượng phản lực tổng cộng. Do đó

$$F = ma \qquad (5\text{-}2)$$

Trong đó : $a = C_1.t$

C_1 là hệ số thực nghiệm

Thể tích đã tăng của buồng nén bằng tích số chuyển vị của xi lanh (d) và diện tích buồng nén (A). Do đó :



$$V = A\,.\,d = A\iint a.\,dt \qquad (5\text{-}3)$$

$$V = A\,(C_1.t^3 + C_2.t^2 + C_3.t) \qquad (5\text{-}4)$$

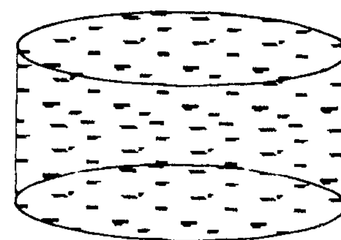
Ở đây a là tích phân kép trong phương trình (5-3) để xác định d.

C_2; C_3 là các hệ số thực nghiệm.

Mức tăng trong sản phẩm khí nén do đó là thể tích đặc trưng của nhiên liệu propellant rắn.



Hình 5.5: Chất tải STATNAMIC



Hình 5.6: Nhiên liệu STATNAMIC

Nhiên liệu STN bao gồm các viên rắn nhỏ có đục lỗ và mức cháy phụ thuộc vào nhiều thông số :

- Thành phần hoá học
- Hình học viên nhiên liệu
- Nhiệt độ
- Áp suất

Thành phần hoá học được chọn từ các thí nghiệm đốt cháy trong xưởng. Các viên hình trụ có đục lỗ được ưa dùng hơn các viên đặc hoặc dẹt vì chúng làm tăng bề mặt đốt cháy yêu cầu cho STN. Hơn nữa khi sử dụng nhiều viên, thay cho một khối lớn sẽ tạo ra sự đốt cháy tốt hơn và khắc phục các khiếm khuyết trong một viên đơn. Theo dự tính,

mức cháy nổ tự nhiên làm tăng nhiệt độ và áp suất trong buồng nén. Trong điều kiện hoạt động bình thường, sự cháy nổ không bắt đầu cho đến khi nhiệt độ đạt đến 1000^0C.

Chất propellant STN có thể vận chuyển an toàn và không bắt lửa khi chịu tia lửa điện, cọ xát hay kích động. Khi bắt lửa trong điều kiện khí quyển, sự cháy nổ chậm và dễ kiểm soát. Nhiên liệu này có thể bị dập tắt bằng nước. Propellant được vận chuyển rất đơn giản và bảo quản trong thời gian dài không phải lo lắng gì.

Theo các thí nghiệm do Hiệp hội vận tải hàng hoá U.N. loại nhiên liệu này được phân loại cấp 1.4 U.N.

3.4. Thu nhận số liệu

Các số liệu tải trọng và chuyển vị đo tại đỉnh cọc bằng một hộp tải trọng và đầu đo laze đã kiểm định được phân tích bởi một hệ thống thu nhận và xử lý số liệu tự động,trong hệ thống thiết bị thí nghiệm STAT*NAMIC* của Công ty Nghiên cứu xây dựng TNO Hà Lan có tên là FPDS (Foundation Pile Diagnostic System). Các số liệu tải trọng có độ chính xác 0,1% và số liệu chuyển vị độ chính xác đến 0,1 mm. Tổng cộng có 2000 điểm số liệu được ghi lại với mức lấy mẫu 150 micro giây và thời gian tổng cộng là 0,3 giây đủ để ghi lại toàn bộ sự kiện. Thời gian lấy mẫu và thời gian đo đạc toàn bộ có thể thay đổi bằng cách thay đổi trên FPDS. Điểm gây nổ cũng được khống chế trên FPDS.

Hộp tải trọng

Tải trọng STN được đo bằng hộp tải trọng chu trình kín, gắn giữa piston và đỉnh cọc. Một số các đầu đo biến dạng gắn quanh chu vi hộp tải trọng nhằm làm giảm ảnh hưởng của bất cứ sự chất tải không đúng tâm nào. Các tín hiệu tải trọng từ từng đầu đo sẽ được trung bình hoá và khuếch đại trong hộp tải trọng để làm giảm sai sót và được khuếch đại một lần nữa trên FPDS.

Đầu đo laze

Các chuyển vị cọc được đo bằng đầu đo laze kiểu ảnh điện thế (gắn trên tâm của đáy piston) và một nguồn laze điều khiển từ xa. Trong quá trình thử STN sự thay đổi vị trí của đầu đo laze được đo tương đối so với nguồn laze đặt cố định. Bất cứ sự dịch chuyển của đất nào do thử tải chỉ xảy ra sau khi thử và không ảnh hưởng đến nguồn laze đo được đặt cách 20m.

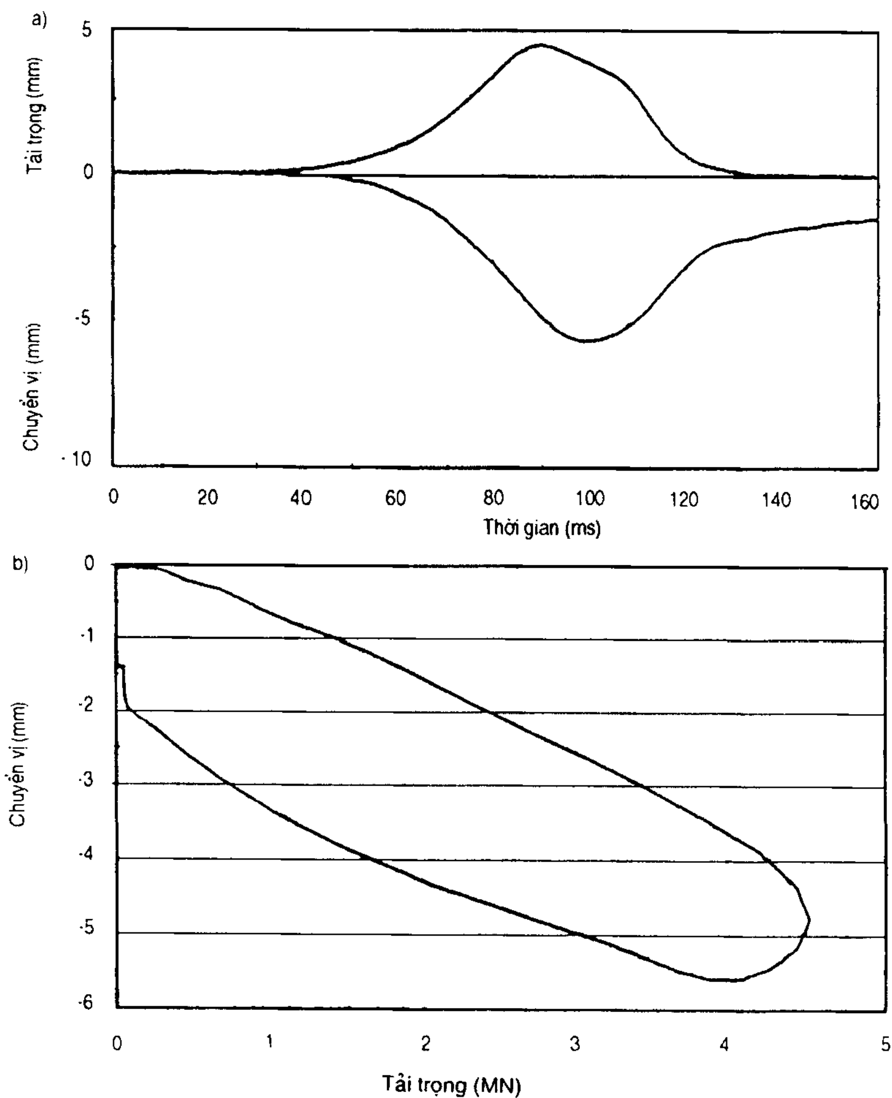
Khi thử tải các tín hiệu tải trọng và chuyển vị được số hoá và ghi vào một File số liệu thế hiệu thô. Sau khi thử các thế hiệu tín hiệu thô này được biến đổi thành các giá trị chuyển vị và tải trọng bằng cách dùng các giá trị kiểm định của nhà máy. Các đồ thị tải trọng - chuyển vị được trình diễn ngay lập tức tại hiện trường.

Các đồ thị bổ trợ gồm các đồ thị về tốc độ và gia tốc cũng có thể được tạo thành bằng các lệnh điều khiển đơn giản trên FPDS. Tất cả mọi số liệu được lưu giữ cho phân tích và tham khảo sau này.

4. KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM VÀ PHÂN TÍCH KẾT QUẢ THU ĐƯỢC

4.1. Kết quả thí nghiệm

Từ thí nghiệm có thể thu được các biểu đồ quan hệ sau:

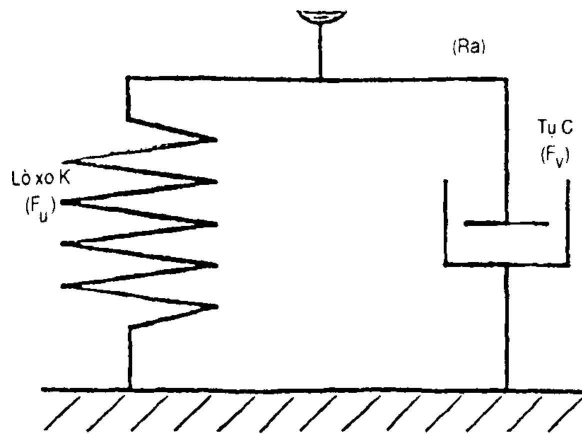


Hình 5.7: Các kết quả thu được
(tín hiệu thử STATNAMIC và quan hệ Tải trọng-Chuyển vị)

4.2. Phân tích kết quả thu được

Một số phương pháp hiện đang dùng để giải thích tín hiệu của STN cho trong bảng 5-1, cọc và đất khi thử STN được mô hình hoá như khối cọc đơn được giữ bằng một lò xo và một tụ song song nhau (hình 5.8). Cọc được mô hình hoá như một khối cứng có khối lượng M. Lò xo thể hiện sự biến dạng của đất cũng như của cọc. Chuyển vị đầu cọc đo được sẽ coi là biến dạng của lò xo. Lực hình thành trong lò xo thể hiện sức kháng tĩnh F_u. T_u, thể hiện sức kháng đất, $F_v = C.v$ phụ thuộc vào mức độ xuyên v của cọc. Mô hình cọc - đất này đầu tiên được dùng như một phương pháp giải thích, gọi là "phương pháp độ cứng ban đầu" do Middendorp và những người khác (1993) kiến nghị.

Các phương pháp khác cũng sử dụng mô hình tương tự của cọc và đất này với các cách tính giá trị lò xo K và giá trị sức cản động C khác nhau.



Hình 5.8: Mô hình hoá cọc và đất khi thử tải STN

Bảng 5.1. Các phương pháp giải thích tín hiệu STN dựa trên cơ sở một hệ thống khối lượng đơn

Phương pháp	Năm	Các tác giả	Lò xo	Tụ
Phương pháp độ cứng ban đầu	1993	Middendorp và những người khác	Tuyến tính/ phi tuyến	Tuyến tính/ phi tuyến
Phương pháp độ cứng ban đầu có sửa đổi	1994 1995	Matsumoto và những người khác	Phi tuyến	Phi tuyến
Phương pháp khối thay thế	1995	Uno và những người khác	Tuyến tính kép	Tuyến tính
Phương pháp điểm cân bằng	1993	Horvath và những người khác	Phi tuyến	Tuyến tính
Phương pháp điểm dỡ tải (Bản nhóm nghiên cứu của Kusakabe)	1994	Nhóm nghiên cứu các phương pháp thử tải nhanh của Kusakabe	Phi tuyến	Tuyến tính

Mọi phương pháp đều sử dụng phương trình cân bằng lực sau :

$$F_{stn} = F_{đất} + F_a = F_u + F_v + F_a = F_u + F_v + M\,\alpha \qquad (5\text{-}5)$$

Ở đây F_{stn} là lực đặt vào đầu cọc khi thử tải STAT*NAMIC* $F_{đất}$ là sức kháng tổng cộng của đất và là tổng của F_u và F_v. F_a là lực ban đầu của cọc lấy bằng $F_a = M.\alpha$; α là gia tốc của khối cọc.

- *Phương pháp độ cứng ban đầu* (Middendorp và những người khác, 1993)

Trong phương pháp này, biểu đồ F_{stn}-u đo được sẽ chia thành năm vùng. Trong giai đoạn đầu của thử tải STAT*NAMIC* khi sức kháng đất là đàn hồi, lò xo được giả thiết tuyến tính. Lò xo này trở nên phi tuyến sau khi chuyển vị cọc vượt quá giới hạn đàn

hồi. Sức cản động C là tuyến tính (bằng số) trong từng khu vực nhưng thay đổi tuỳ theo sự thay đổi trong khu vực.

Độ cứng lò xo ban đầu K_1 được tính theo :

$$K_1 = F_{stat}/u_{stat} \quad (5\text{-}6)$$

Ở đây F_{stat} - trọng lượng của khối phản lực STN và u_{stat} là chuyển vị cọc tương ứng.

Giá trị của K_1 được dùng để tính giá trị K và C trong các khu vực tiếp theo. Tuy vậy, việc tính C trong một vài khu vực (3 và 5) không được trình bày rõ ràng trong bài báo của Middendorp và những người khác (1993). Đường cong tải trọng tĩnh - chuyển vị nhận được từ phương pháp độ cứng ban đầu rất nhạy cảm đối với độ chính xác của việc tính K_1. Thực tế rất khó tính K_1 chính xác vì u_{stat} thường rất nhỏ.

- *Phương pháp độ cứng ban đầu có sửa đổi* (Matsumoto và những người khác 1994, 1995)

Phương pháp này là một biến thể của phương pháp độ cứng ban đầu. Trong phương pháp này lò xo và tụ được giả thiết là phụ thuộc phi tuyến vào chuyển vị cọc. Giả thiết này thường được dùng để thể hiện sự ứng xử của đất. Cả hai giá trị K và C tính được ngay từ giá trị xuất phát K_1. Do đó phương pháp này ngắn gọn hơn so với phương pháp độ cứng ban đầu.

- *Phương pháp khối thay thế* (Uno và những người khác, 1995)

Lò xo được giả thiết là tuyến tính kép. Phương pháp này giá trị sức cản động tuyến tính C được tính từ nhánh trễ của quan hệ F_{stn} và u. Giả thiết lò xo tuyến tính kép là quá đơn giản hoá, trong khi phần lớn các cọc thể hiện ứng xử phi tuyến trong thử tải tĩnh.

- *Phương pháp điểm cân bằng* (Horvath và những người khác, 1993)

Phương pháp này, sức cản động được giả thiết tuyến tính, trong khi lò xo giả thiết là phi tuyến. Sức kháng tĩnh, F_u (F_{stat} trong bài của Horvath và những người khác 1993) được tính theo cách sau :

$$F_u(t) = F_{stn}(t) - C.\,V(t) - M.\alpha\,(t) \quad (5\text{-}7)$$

Điểm chuyển vị cực đại trên đường cong F_{stn} - u gọi là "điểm cân bằng" và tại điểm đó sử dụng mối quan hệ sau:

$$F_u(t) = F_{stn}(t) \quad \text{tại } F_{stn(v=0)} \text{ (điểm cân bằng)} \quad (5\text{-}8)$$

Cơ sở của phương trình (5-7) và $F_v = 0$ vì $v = 0$ tại điểm cân bằng, do đó $F_u = F_{stat}$ tại điểm cân bằng này (điều ấy có thể không đúng như sẽ nói sau đây).

Hệ số sức cản động C được xác định như sau (điều này cũng có thể lại không đúng):

$$C = \frac{F_{stn(max)} \,.\, F_{stn(v=0)} \;\; M.\alpha}{v(t)} \quad (5\text{-}9)$$

Phương trình (5-7) là không đúng, nếu không thì lực quán tính F_a luôn luôn bằng không hoặc F_a rất nhỏ. Do đó phương trình (5-8) cũng không đúng.

- *Phương pháp điểm dỡ tải* (nhóm nghiên cứu các phương pháp thử tải nhanh do GS. Kusakabe đứng đầu)

Trong phương pháp này, sức cản động được giả thiết tuyến tính trong khi lò xo giả thiết là phi tuyến như trong phương pháp điểm cân bằng. Phương trình (5-6) cũng được dùng trong phương pháp này.

Trong phương pháp điểm dỡ tải, $F_{đất}$ đầu tiên được tính theo cách sau :

$$F_{đất}(t) = F_{stn}(t) - M.\alpha(t) \qquad (5\text{-}10)$$

Điểm chuyển vị cực đại trên đường $F_{đất}$ - u được gọi là "điểm dỡ tải" và tại điểm dỡ tải sử dụng mối quan hệ sau đây để thay thế phương trình (5-8)

$$F_u(t) = F_{đất}(t) \qquad \text{tại } F_{đất}(v=0) \text{ (điểm dỡ tải)} \qquad (5\text{-}11)$$

Giá trị của F_u tương ứng với điểm dỡ tải được gọi là "tải trọng điểm dỡ tải" $F_u(max)$, nó xem là sức kháng tĩnh cực đại thu được khi thử tải STAT*NAMIC*.

Hệ số sức cản động C được tính bởi

$$C = \frac{F_{dat}(max) - F_u(max)}{V*} \qquad (5\text{-}12)$$

Ở đây $F_{đất}(max)$ là cực đại của $F_{đất}$ và V* là tốc độ cọc tại $F_{đất}(max)$.

Với hệ số sức cản động C đã biết, tải trọng tĩnh $F_u(t)$ tại bất cứ thời điểm nào có thể tính được khi dùng phương trình (5-6).

Phương pháp điểm dỡ tải của Kusakabe là tương thích với mô hình Cọc - Đất nêu trong hình 5.8. Phương pháp điểm dỡ tải đã được dùng có hiệu quả để giải thích các thí nghiệm STN trong chương trình thí nghiệm Shonan.

Trong thực tế, sức cản động đất là không tuyến tính (hằng số), nhưng có thể phụ thuộc vào chuyển vị cọc (hoặc mức biến dạng của đất xung quanh) và hình học cuả cọc. Vì vậy hệ số cản động C từ phương trình (5-11) chỉ là gần đúng.

Phương pháp điểm dỡ tải đơn giản nhưng dễ áp dụng cho thực tế. Việc ứng dụng của phương pháp điểm dỡ tải đã được thảo luận trong nhiều công trình nghiên cứu khác ở Nhật Bản, Hà Lan và Canada.

Việc giải thích tín hiệu STN cũng đã được lưu ý khi dùng cách tiếp cận khác như áp dụng lý thuyết sóng ứng suất (Naggar và Novak, 1992; Nishimura và Matsumoto, 1995) và phương pháp phần tử hữu hạn (Tsubakihara và những người khác, 1993, Yamashita và những người khác,1994). Tuy vậy, các nghiên cứu theo hướng hoàn thiện vả cách tiếp cận hệ thống khối lượng đơn là phù hợp với sử dụng thực tế.

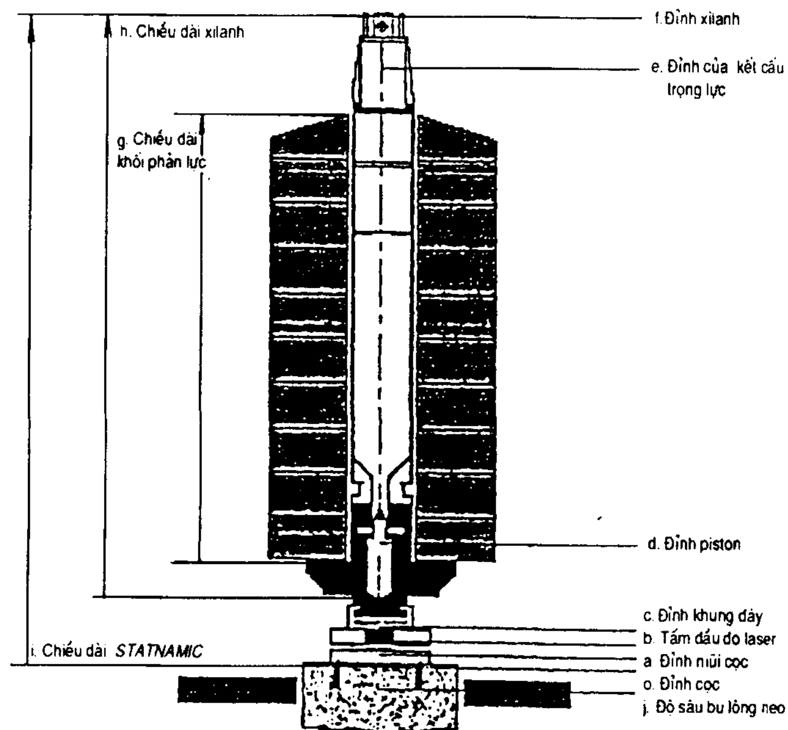
5. THIẾT BỊ STN

5.1. Cấu tạo chính

Thiết bị STN bao gồm các phần chính như sau :

- Thiết bị nổ gồm xi lanh, pistông
- Khối phản lực : gồm khung đỡ và các tấm bản tạo trọng lượng phản lực bằng bê tông, thép hay vật liệu rời.
- Hộp tải trọng
- Thiết bị đo laze
- Bộ thu nhận số liệu

Trên hình vẽ dưới thể hiện cấu tạo một bộ thiết bị STN loại 3MN.

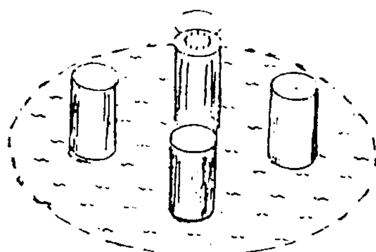


a	Đỉnh mũi cọc	0,152m	đường kính mũi cọc	1,321m
b	Tâm đầu đo laser	0,305m	đường kính pistong	0,710m
c	Đỉnh khung đáy	0,648m	đường kính xilanh (I.D)	0,508m
d	Đỉnh pistong	1,930m	đường kính khối phản lực	3,353m
e	Đỉnh của kết cấu trọng lực	8,534m	trọng lượng mũi cọc	0,016MN
f	Đỉnh xilanh	8,788m	trọng lượng pistong	0,057MN
g	Chiều dài khối phản lực	6,553m	trọng lượng xilanh	0,196MN
h	Chiều dài xilanh	8,039m	trọng lượng khối phản lực	1,334MN
i	Chiều dài STATNAMIC	8,179m	trọng lượng tổ hợp	1,530MN
j	Độ sâu bu lông neo	0,305m		

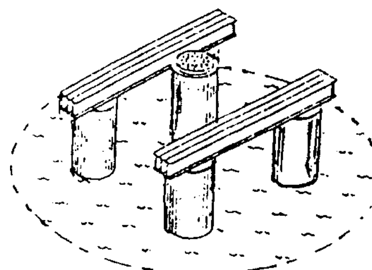
Hình 5.9: Cấu tạo bộ thiết bị STN - 3MN

5.2. Lắp dựng thiết bị STN để thí nghiệm

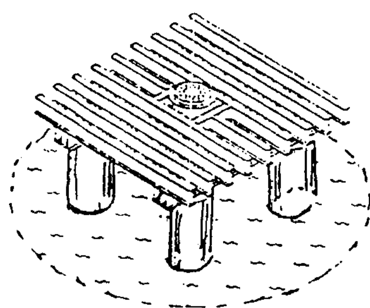
Để thuận tiện khi vận chuyển và lắp dựng nhanh chóng người ta chế tạo bộ thiết bị STN bao gồm nhiều bộ phận rời và lắp dựng đơn giản nhanh chóng. Dưới đây thể hiện trình tự lắp dựng thí nghiệm STN cho cả trên cạn cũng như trên biển của bộ thiết bị 30 MN.



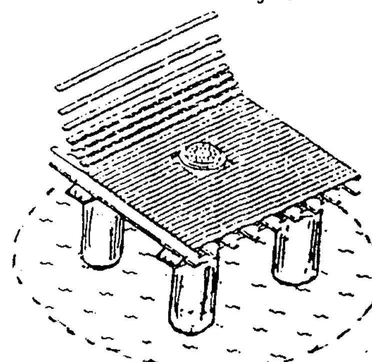
Bước 1.a : Thi công các cọc đỡ cho khung đáy của kết cấu trong lực



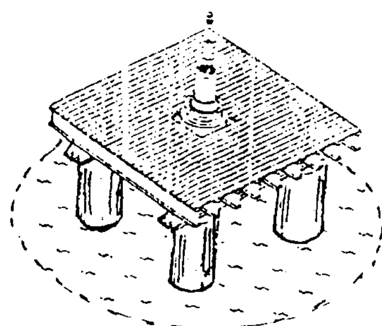
Bước 1.b : Lắp đặt các dầm dọc cho khung đáy của kết cấu trong lực



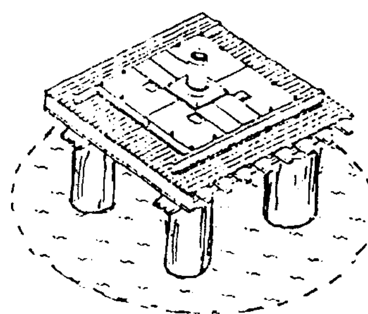
Bước 1.c : Lắp đặt các dầm ngang cho khung đáy của kết cấu trong lực



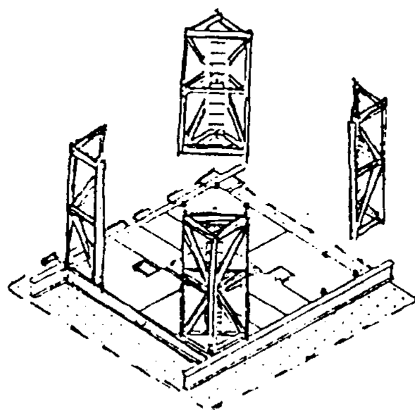
Bước 1.d : Lát sàn gỗ



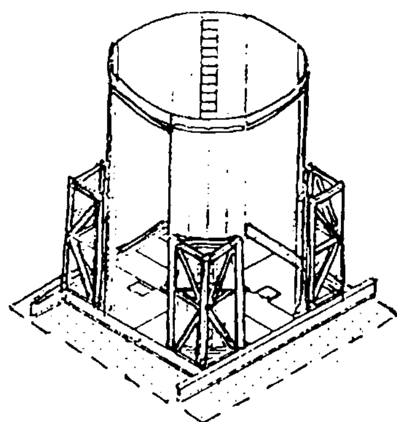
Bước 2 : Lắp dựng piston



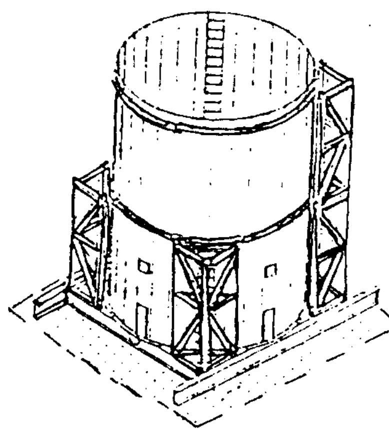
Bước 3 : Lắp đặt khung đáy của kết cấu trong lực



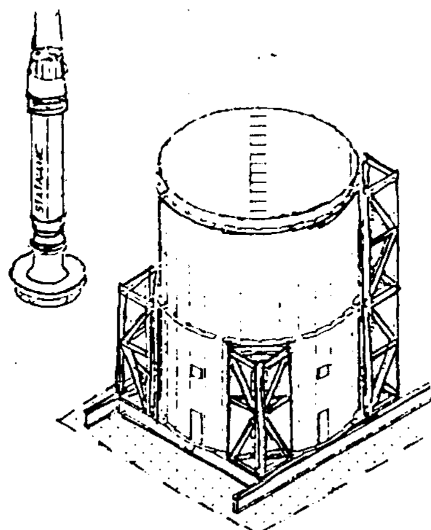
Bước 4 : Lắp đặt các khung góc kết cấu trong lực



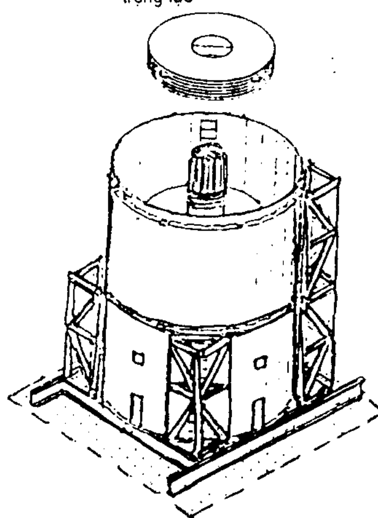
Bước 5 : Ghép các khối góc kết cấu trọng lực



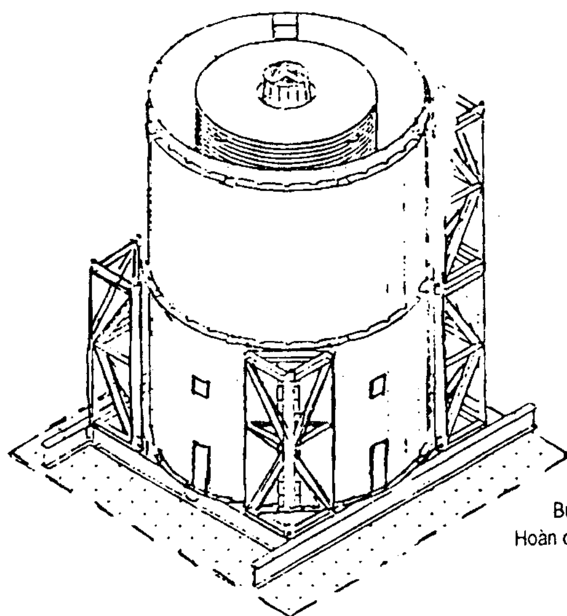
Bước 6 : Lắp đặt các khối không có khung đỡ của kết cấu trọng lực



Bước 7 : Lắp đặt tổ hợp xi lanh



Bước 8 : Lắp đặt các khối phản lực



Bước 9 : Đổ vật liệu trọng lực
Hoàn chỉnh tổ hợp *STATNAMIC* 30MN

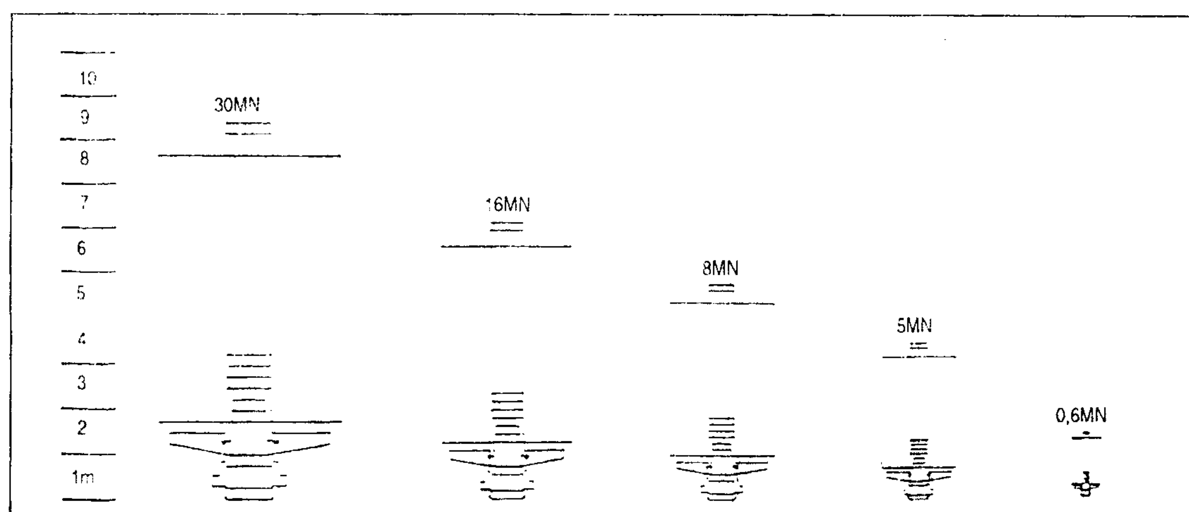
Hình 5.10. *Trình tự lắp dựng thiết bị 30 MN (loại trên mặt nước)*

5.3. Lịch sử phát triển của thiết bị STN

Bộ thiết bị STN đầu tiên năm 1988 có công suất 0,1 MN đến năm 1994 đã xuất hiện các bộ có công suất đến 30 MN.

Lịch sử phát triển thiết bị	
1988	0,1MN
1989	0,6 MN
1990	5,0 MN
1991	8,0 MN
1992	16,0 MN
1994	30,0 MN

Các bộ thiết bị này có kích thước chiều cao như sau :



Hình 5.11 : Các thiết bị STN cho đến 30 MN

Đi đầu trong việc chế tạo bộ thí nghiệm đầu tiên và sau đó thương mại hoá rộng rãi là Hãng TNO của Hà Lan và Berminghammer của Canada.

6. CÁC CÔNG TRÌNH THỰC TẾ

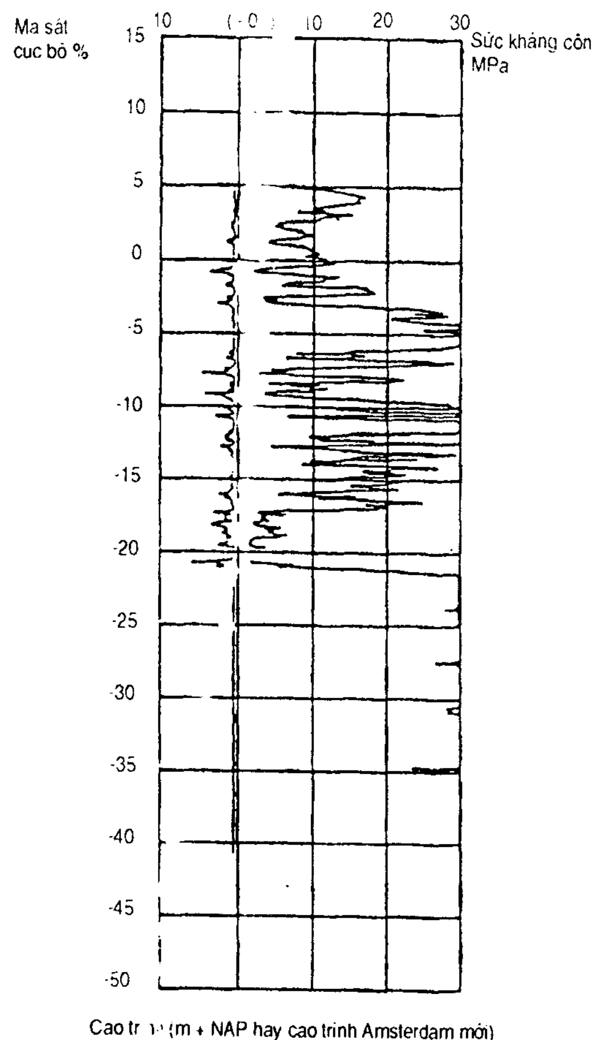
6.1. Thí nghiệm so sánh thử tải tĩnh và thử tải STN

Năm 1995, trên công trình mở rộng cảng Maasvlakte gần Rotterdam Hà Lan, một số đơn vị trong đó có Sở công trình công cộng Rotterdam và hãng TNO đã tiến hành dự án thí nghiệm trên 3 cọc thép và 3 cọc bê tông cốt thép đúc sẵn bằng các phương pháp thử tải tĩnh, thử tải động và thử STN. Dưới đây sẽ trình bày một số nét chính về thí nghiệm và mô tả sự so sánh giữa các quan hệ tải trọng độ lún cho thử tải tĩnh và thử STN.

Số liệu thăm dò đất : Khu vực thí nghiệm được thăm dò bằng xuyên côn (CPT), khoan và thí nghiệm trong phòng. Hình 5.12 trình bày một kết quả mẫu của thí nghiệm xuyên côn Hà Lan được thực hiện tại hiện trường.

Giữa NAP + 5m và NAP - 18m có các lớp sét và bùn cát. Giữa NAP - 18m và -21m có một lớp đất dính bao gồm sét và than bùn, dưới đó là một lớp cát Pleistocene rất chặt. Mũi của phần lớn các cọc móng trong khu vực này nằm trên lớp cát rất chặt dưới NAP -21m.

Phần lớn các trường hợp, ma sát trong các lớp cát bên trên gây nên tải trọng phụ thêm trên cọc (ma sát bên âm), vì lớp đất dính nằm giữa NAP - 18m và -21m bị lún xuống.

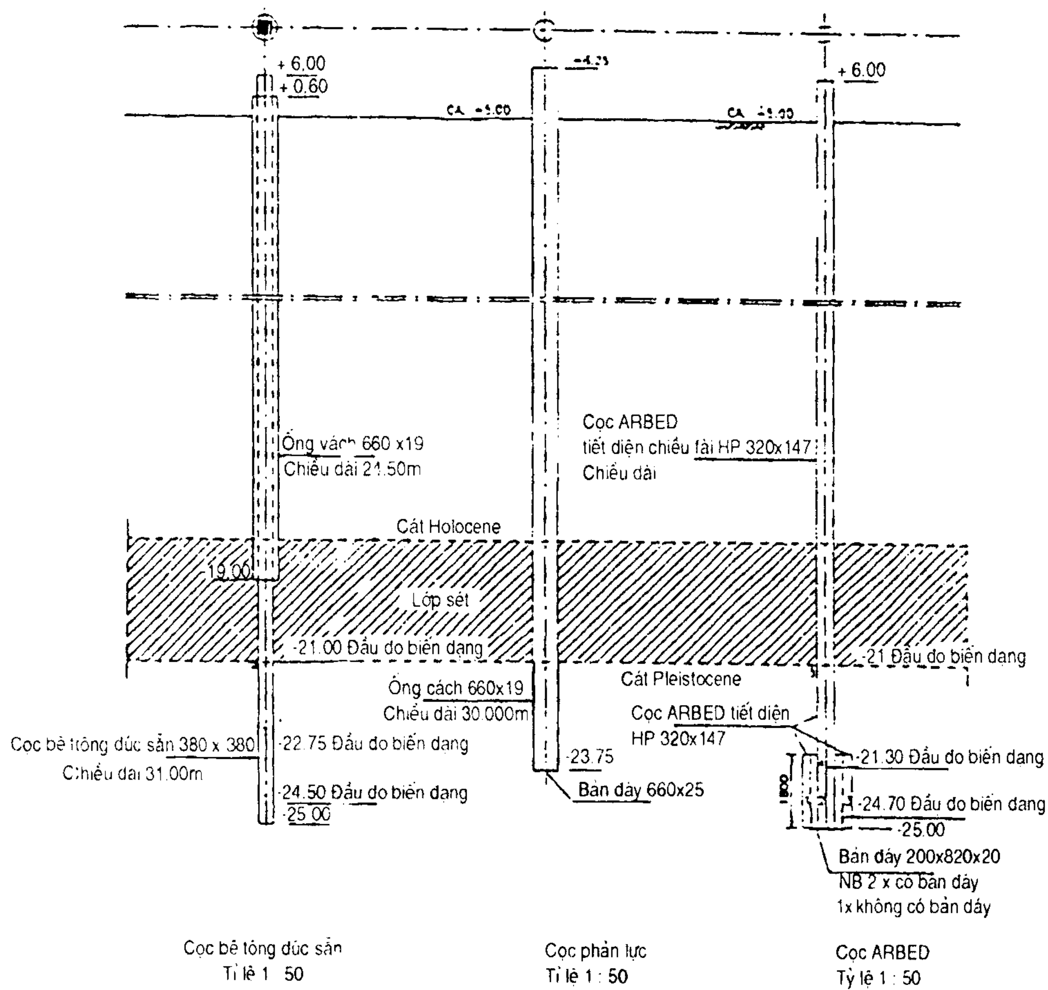


Hình 5.12: Kết quả thí nghiệm CPT

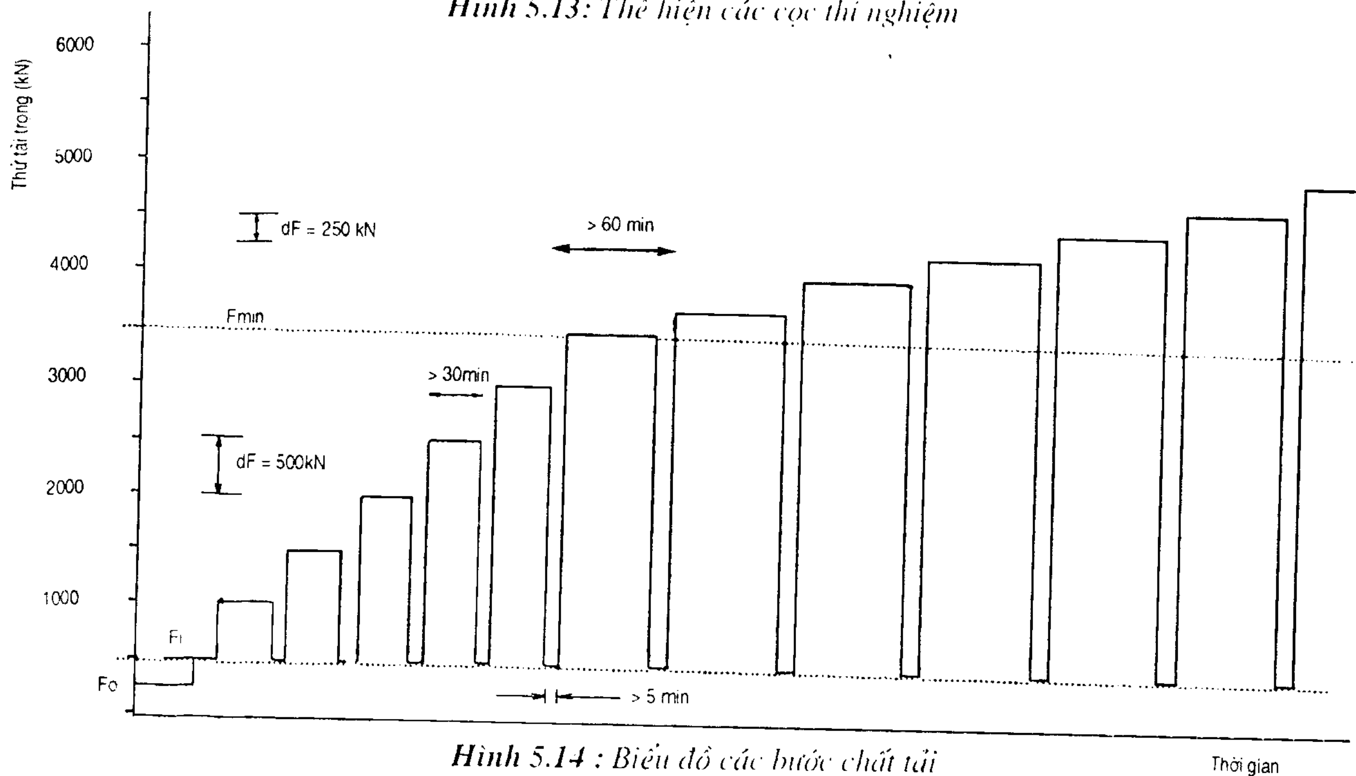
Các cọc thí nghiệm được đóng đến cao trình khoảng NAP - 25m. Để loại ma sát phần trên các cọc bê tông được đóng vào một cọc ống thép hở đáy và đã lấy hết đất bên trong. Đối với các cọc thép thì loại ma sát đó bằng mũi mở rộng. Số liệu các cọc thí nghiệm cho trong bảng 5.2.

Bảng 5.2 : Số liệu cọc

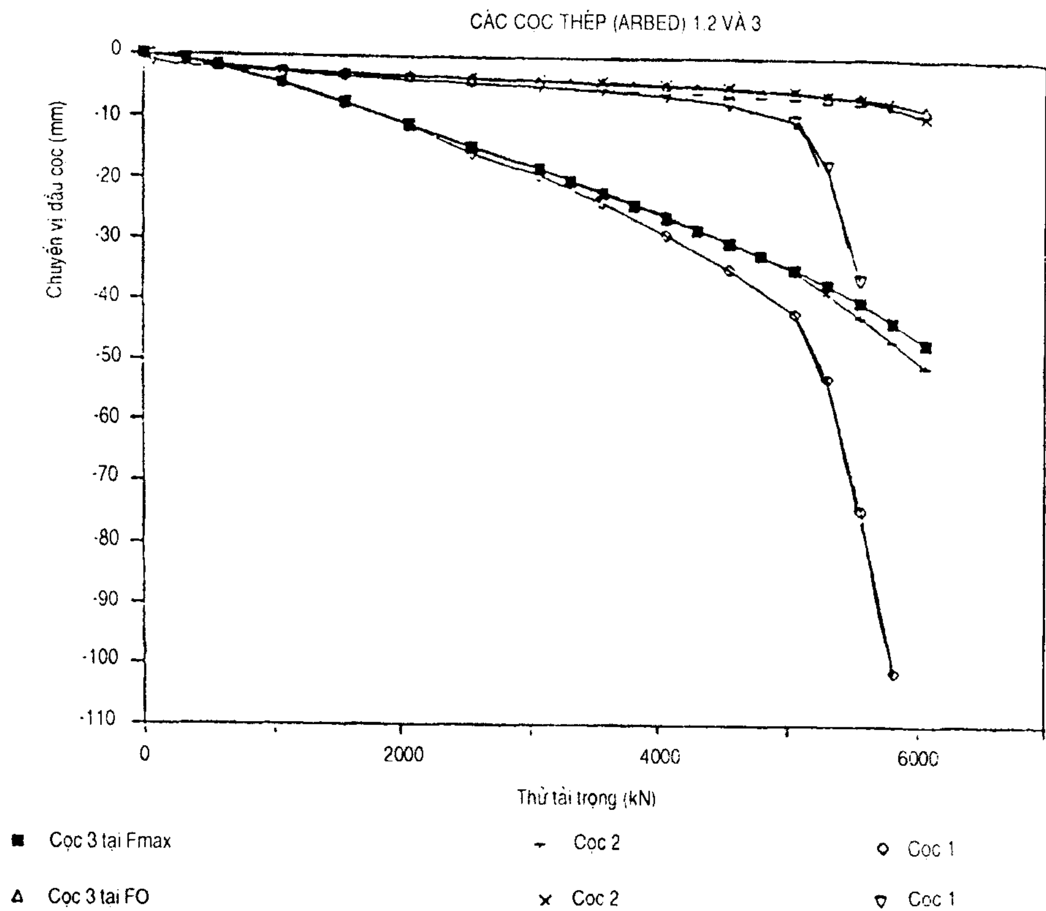
Cọc số	Tiết diện ngang (mm²)	Chiều dài (m)	Loại	Ghi chú	
1	HP 320 x 147	31,00	Thép ARBED	Mũi mở rộng	Không có bản đáy
2	HP 320 x 147	31,00	Thép ARBED	Mũi mở rộng	Có bản đáy
3	HP 320 x 147	31,00	Thép ARBED	Mũi mở rộng	Có bản đáy
6	380 x 380	30,58	Bê tông đúc sẵn		
8	380 x 380	30,26	Bê tông đúc sẵn		
10	380 x 380	30,66	Bê tông đúc sẵn		



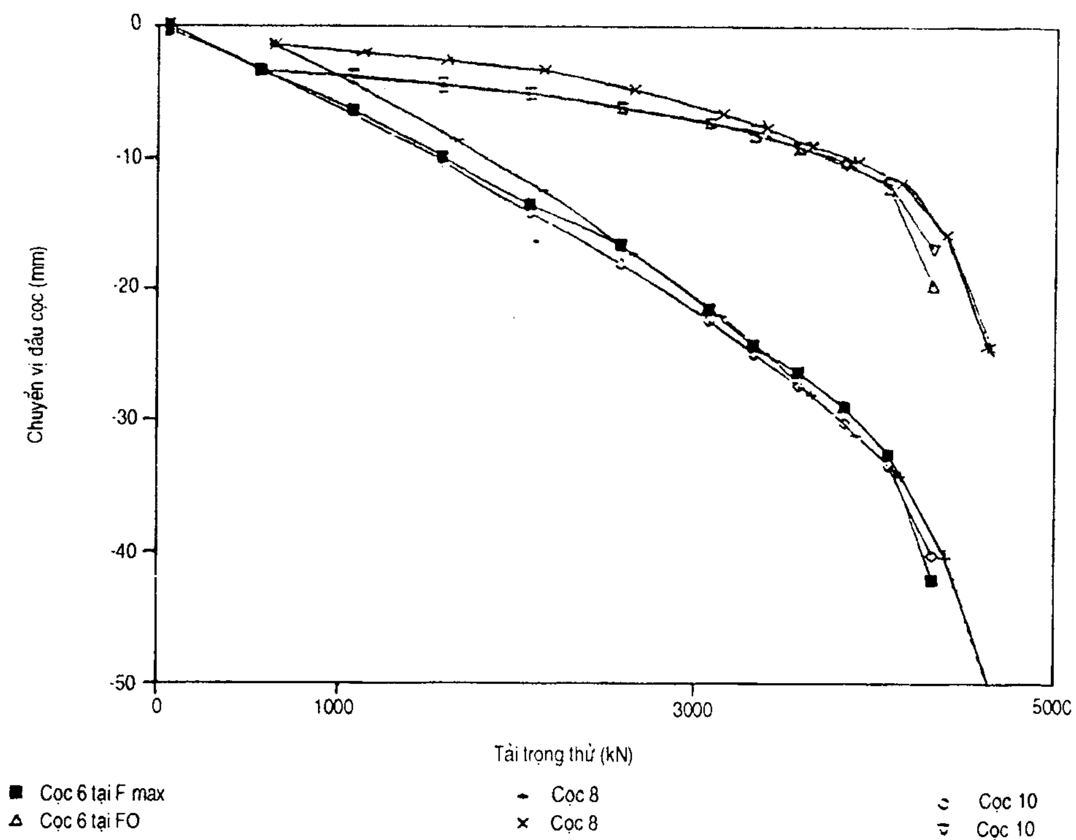
Hình 5.13: Thể hiện các cọc thí nghiệm



Hình 5.14 : Biểu đồ các bước chất tải



***Hình 5.15** : Biểu đồ kết quả tải trọng - chuyển vị của các cọc thép*



***Hình 5.16:** Biểu đồ kết quả tải trọng - chuyển vị của các cọc bê tông*

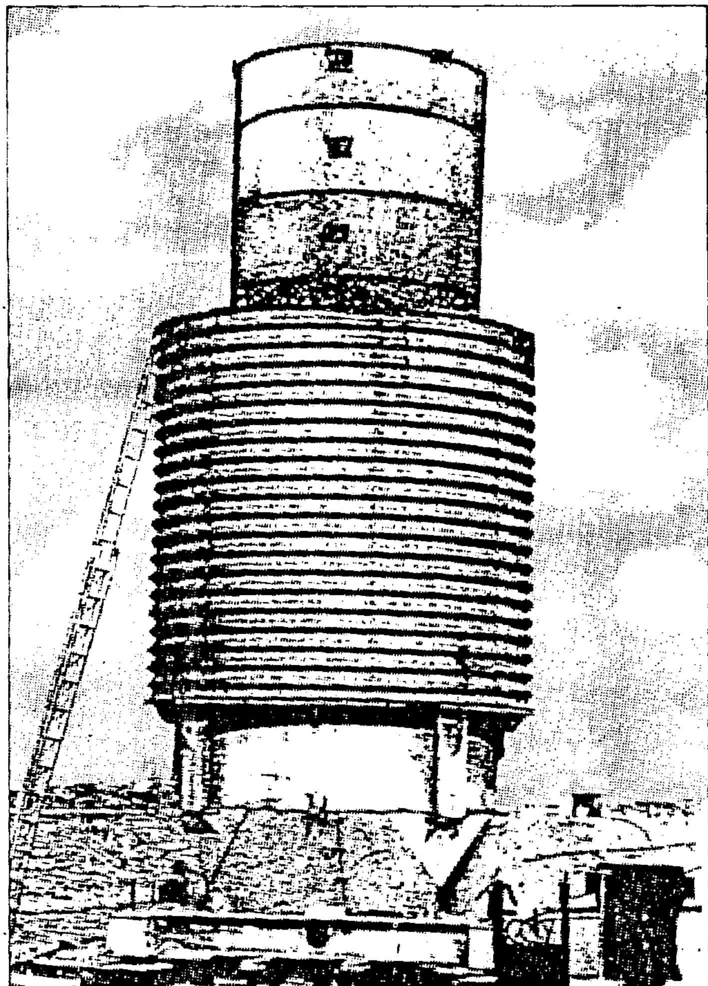
Kết quả thử tải STN : Sau khi thử tĩnh, các cọc được thử tải STN với bộ thiết bị 8 MN. Khối phản lực có tổng khối lượng 37500 kg đã được dùng cho các cọc thép ARBED. Khối phản lực cho các cọc bê tông đúc sẵn thay đổi giữa 28000 kg và 30600kg. Hình 5-14 thể hiện thí nghiệm STN trên một trong các cọc đó.

Trong thí nghiệm STN, tải trọng và chuyển vị đầu cọc được đo bằng hệ thống kiểm tra móng cọc TNO (FPDS-3), các tín hiệu đo trình bày trên các hình 5.18 và 5.19. Từ các tín hiệu đo vẽ được các biểu đồ tải trọng - chuyển vị STN.

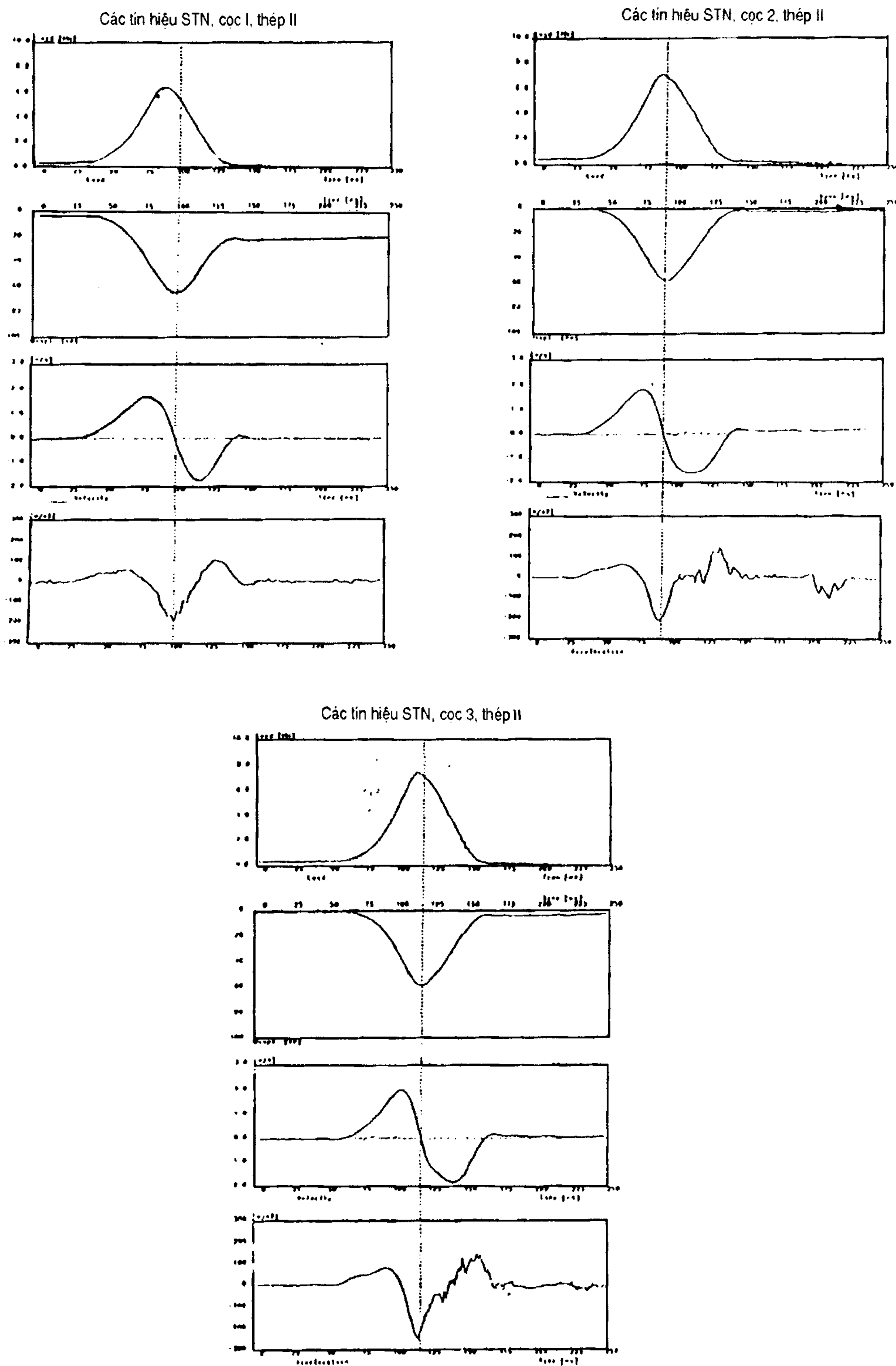
Các kết quả STN đã được phân tích theo phương pháp điểm dỡ tải (Middendorp, 1993). Với phương pháp này sức kháng tĩnh tại chuyển vị lớn nhất đầu tiên được tính và sau đó lấy lực cản động. Lực cản động và lực quán tính được loại khỏi các số đo STN và kết quả sẽ thu được một đường cong hyperbolic tải trọng - chuyển vị khi dự báo sự ứng xử tải trọng tĩnh của cọc.

Báo cáo dự báo về tải trọng tĩnh - chuyển vị được trình bày trên hình 5.18. Mặc dù các thí nghiệm STN tiến hành sau thí nghiệm tải trọng tĩnh, nhưng quan hệ tải trọng - chuyển vị của các cọc TNO đã không biết tại thời điểm báo cáo để các số liệu được khách quan. Chỉ có các thông tin về sức chịu tải lớn nhất đã đạt được, nhưng không có các chuyển vị tương ứng.

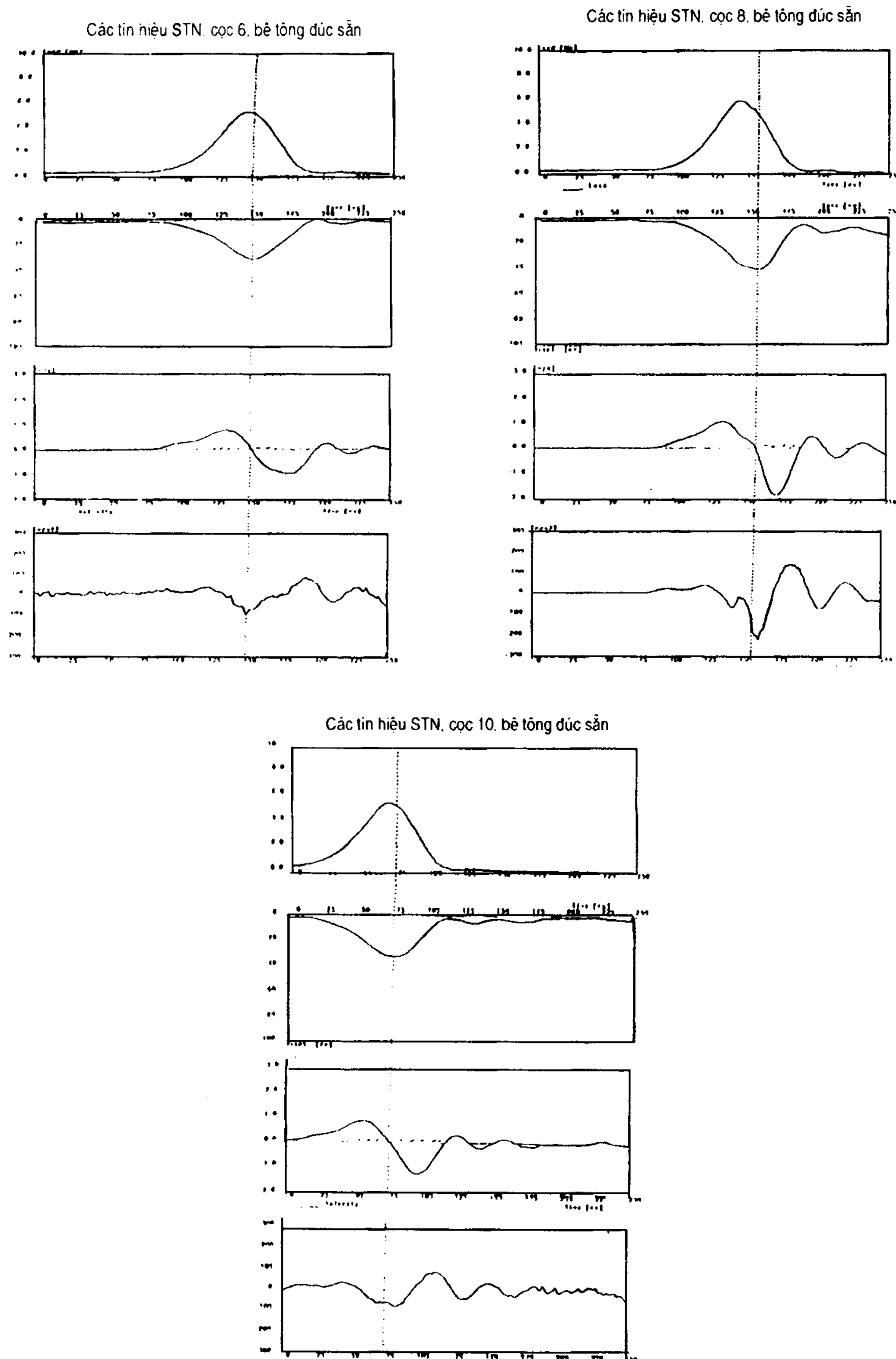
Thời lượng (T) của tải trọng STN cho tất cả các thí nghiệm vào khoảng 0,1s. Số sóng ứng suất N_w (Middendorp, 1995) có thể áp dụng để kiểm tra vấn đề sóng ứng suất. Số sóng ứng suất này được định nghĩa như chiều dài sóng chia cho chiều dài cọc (N_w = c. T/L). Theo quy tắc cộng tác dụng đối với các giá trị số sóng N_w > 12 vấn đề sóng ứng suất có thể bỏ qua. Các giá trị số sóng ứng suất đối với các cọc bê tông N_w = 13 (c = 4000 m/s) và vừa đạt điều kiện này. Các cọc thép có các giá trị số sóng ứng suất N_w = 16 (c = 5100 m/s).



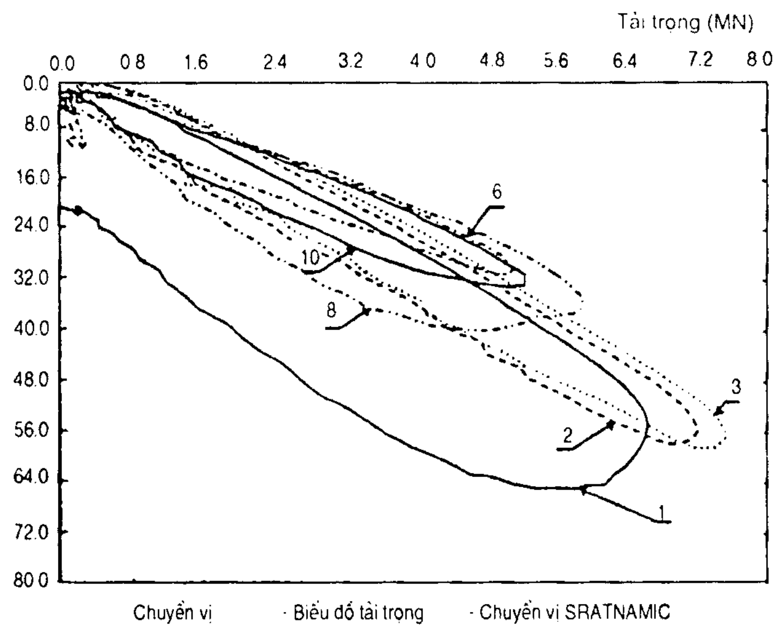
Hình 5.17 : Biểu diễn thí nghiệm STN



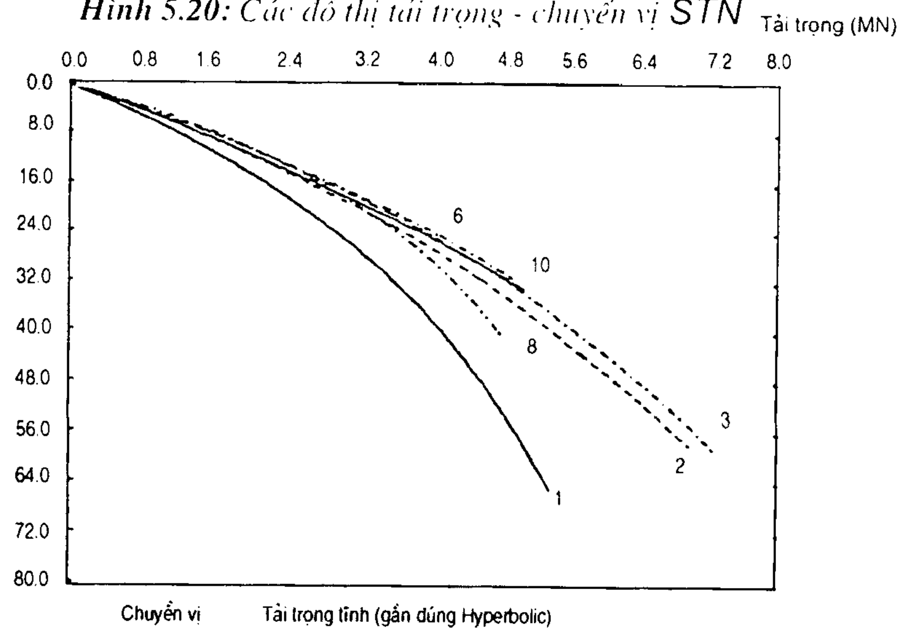
Hình 5.18 : Các tín hiệu STN của các cọc thép



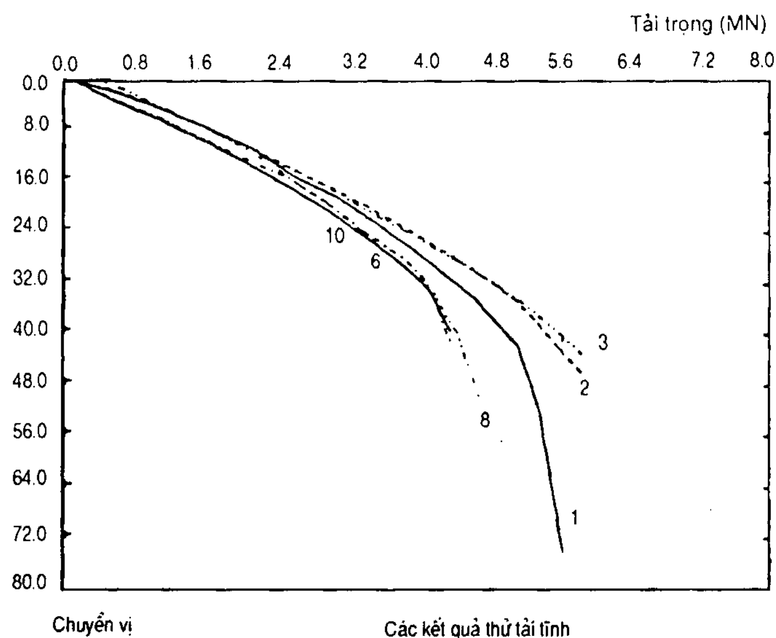
Hình 5.19 : Các tín hiệu STN của các cọc bê tông



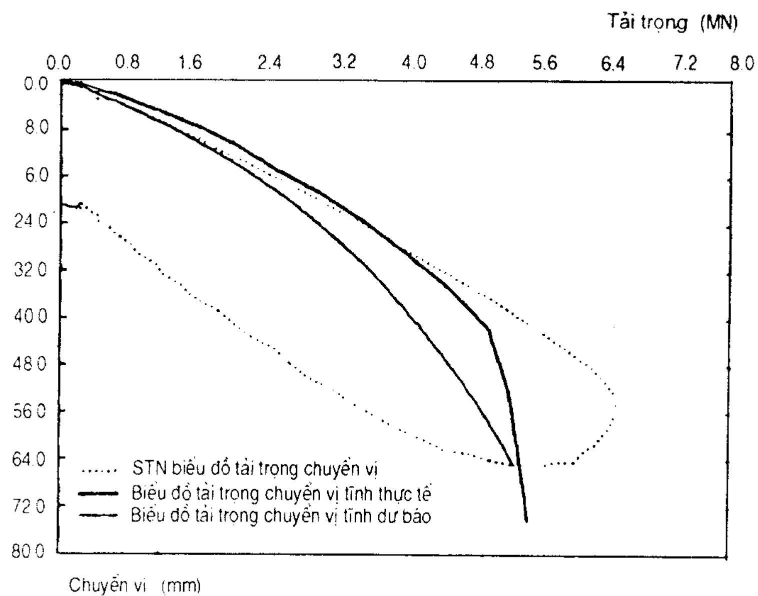
Hình 5.20: Các đồ thị tải trọng - chuyển vị STN



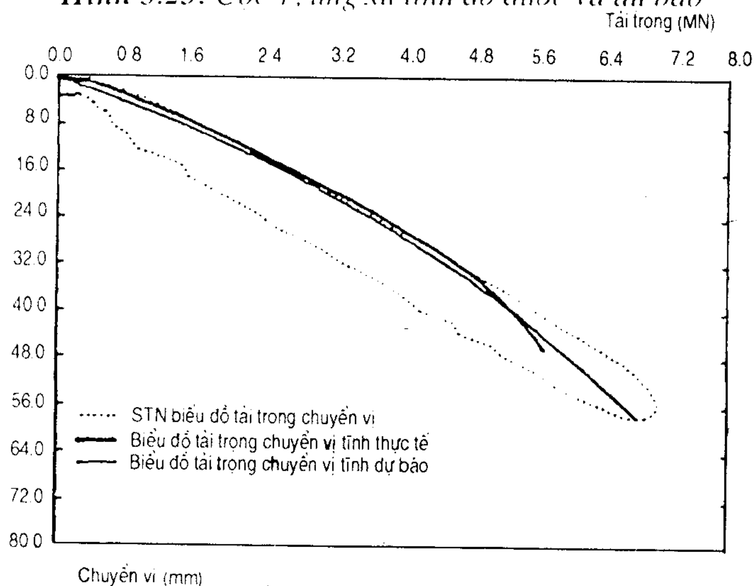
Hình 5.21 : Các đồ thị tải trọng - chuyển vị dự báo



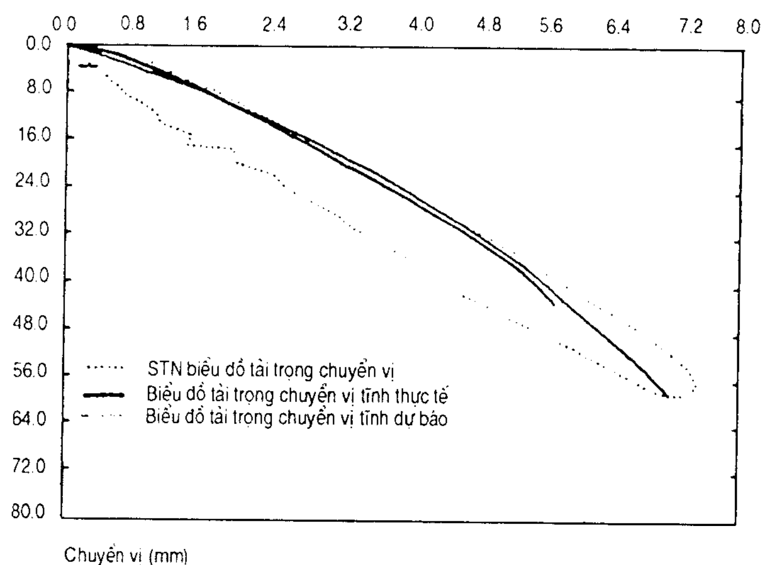
Hình 5.22 : Các biểu đồ tải trọng tĩnh - chuyển vị thực tế



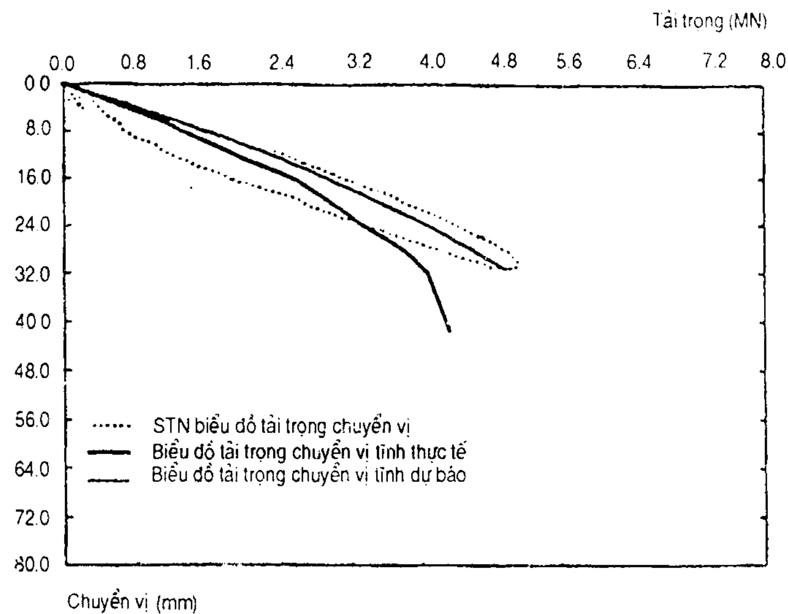
Hình 5.23: Cọc 1, ứng xử tĩnh đo được và dự báo



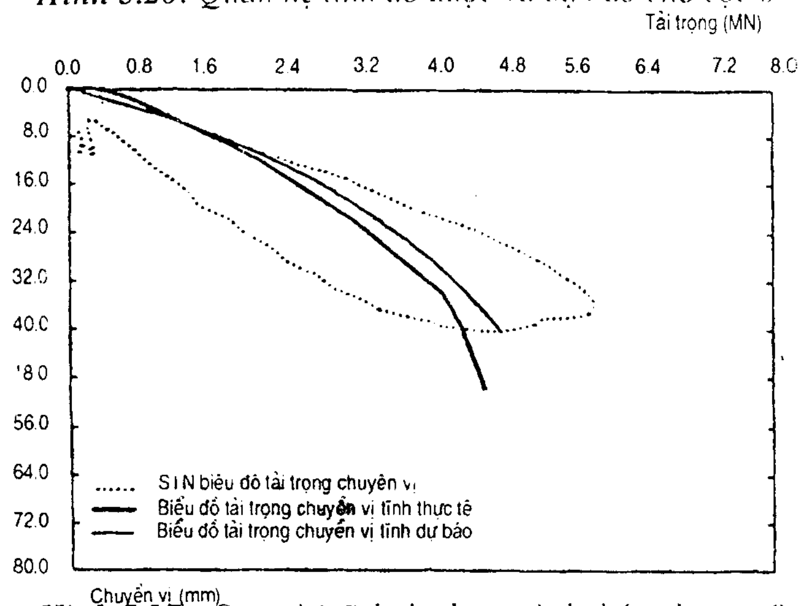
Hình 5.24 : Quan hệ tải trọng tĩnh đo được và dự báo cho cọc 2



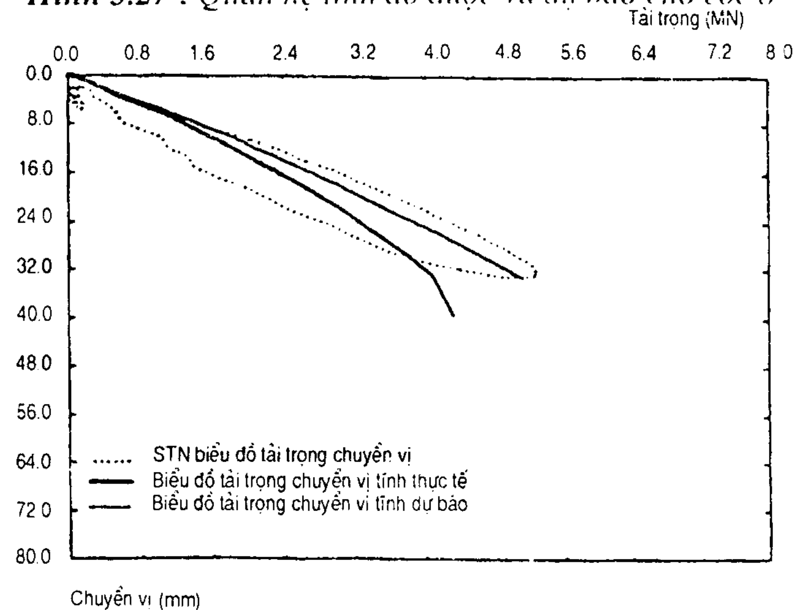
Hình 5.25 : Quan hệ tải trọng tĩnh đo được và dự báo cho cọc 3



Hình 5.26: *Quan hệ tĩnh đo được và dự báo cho cọc 6*



Hình 5.27 : *Quan hệ tĩnh đo được và dự báo cho cọc 8*



Hình 5.28 : *Quan hệ tĩnh đo được và dự báo cho cọc 10*

So sánh các kết quả thử tải tĩnh và thử STN :

Đối với cọc thép có thể đưa ra các kết luận sau đây : Các cọc thép 2 và 3 cho thấy sự phù hợp tốt giữa STN và SLT (thử tải tĩnh). Đối với cọc thép 1, độ cứng theo STN sau khi tải trọng làm việc thấp hơn một chút so với SLT. Dự báo sức chịu tải khá phù hợp.

Các kết quả STN của các cọc bê tông cốt thép cho thấy độ cứng cao hơn SLT. Các sức chịu tải thu được từ STN là cao hơn 10 đến 24% so với SLT.

Bằng cách so sánh các kết quả STN và SLT có thể xem sự khác biệt về thời gian giữa hai thí nghiệm và việc tiến hành STN sau SLT như một chu kỳ chất tải tiếp theo đã ảnh hưởng đến quan hệ tải trọng - chuyển vị của cọc.

Bảng 5.3. Các ngày thí nghiệm

Cọc số	Ngày thử SLT	Ngày thử STN	Số ngày giữa các lần thử
Cọc 1	2 — 3 — 95	31 — 3 — 95	28
Cọc 2	27 — 2 — 95	3 — 4 — 95	34
Cọc 3	22 — 2 — 95	5 — 4 — 95	41
Cọc 6	9 — 2 — 95	28 — 3 — 95	46
Cọc 8	14 — 2 — 95	30 — 3 — 95	43
Cọc 10	20 — 2 — 95	27 — 2 — 95	34

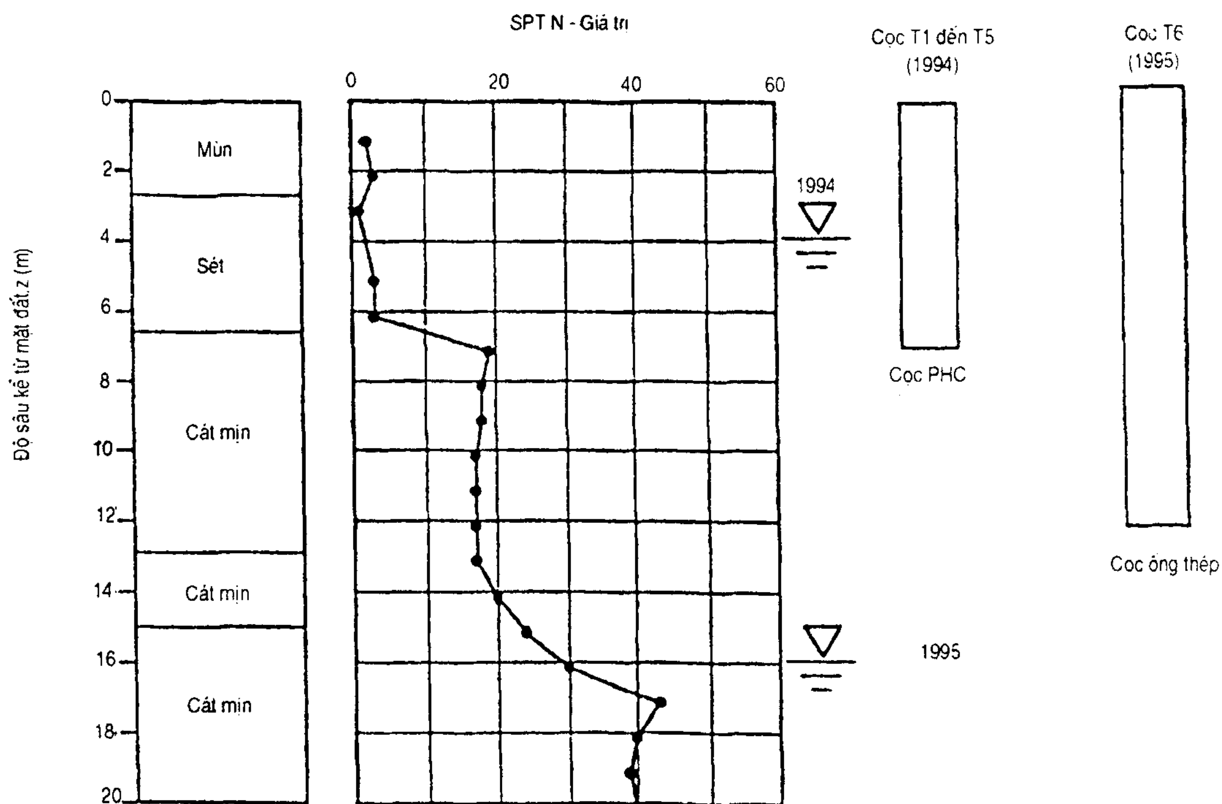
6.2. Chương trình thí nghiệm Shonan - Nhật Bản

Trong các năm 1994, 1995 một nhóm nghiên cứu do giáo sư OSAMU KUSAKABE, Trường đại học Xâydựng Hirosima chủ trì đã tiến hành một chương trình nghiên cứu nhằm thu nhận các kinh nghiệm về thí nghiệm STN và khảo sát hàng loạt yếu tố có thể ảnh hưởng đến kết quả thí nghiệm.

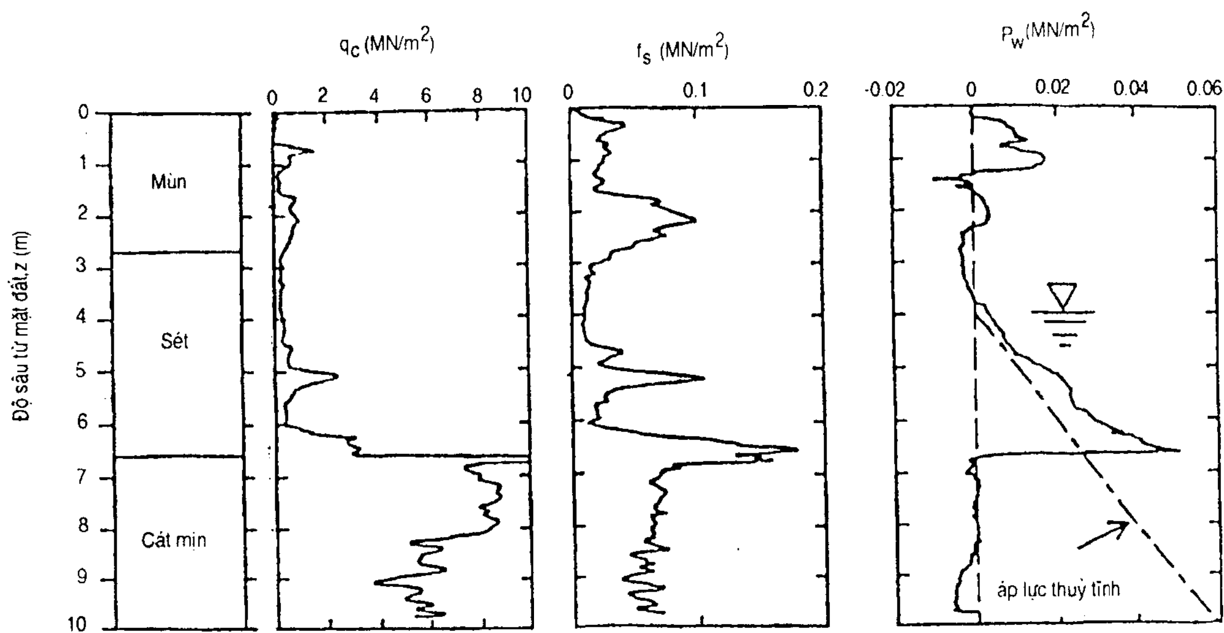
Nơi thí nghiệm gồm một lớp mùn dày 2,7m, dưới có các lớp sét và cát mịn. Mặt cắt đất và các số liệu thí nghiệm cho trong hình 5.29, 5.30 và 5.31

Lưu ý : Mực nước ngầm khi thí nghiệm 1994 ở độ sâu 4m kể từ mặt đất, đến năm 1995 hạ thấp đến -16m mà chưa giải thích được nguyên nhân. Có điều ghi nhận là các thí nghiệm năm 1995 được thực hiện khoảng 2 tháng sau trận động đất lớn ở Kobe mặc dù Shonan cách Kobe 600 km.

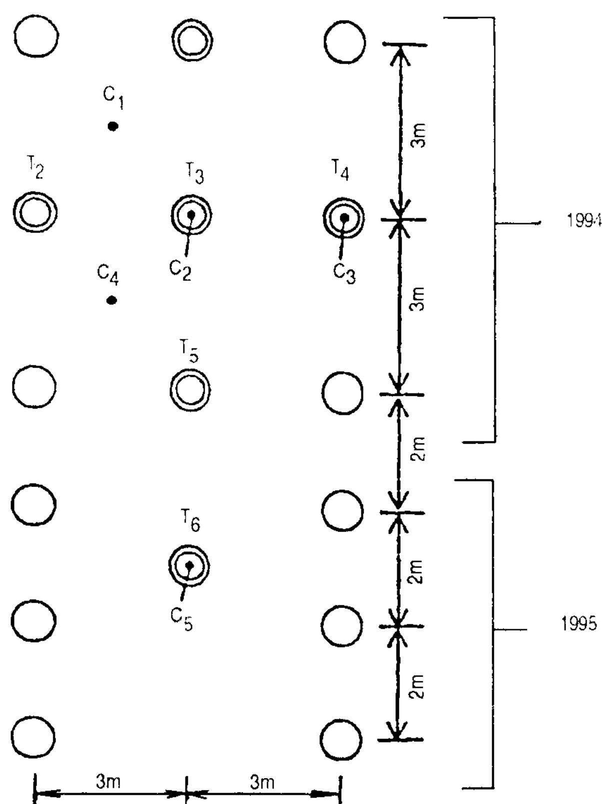
Tổng cộng có 6 cọc thí nghiệm : 1994 có từ T1 đến T5, 1995 có T6. Có 1 SPT làm cách T1 20m và 5 piezocone (CPT) làm tại các điểm C1 đến C5.



__Hình 5.29__ : Mặt cắt đất và các giá trị N của SPT và độ sâu các cọc thử



__Hình 5.30__ : Kết quả thí nghiệm Piezocone tại điểm C3 làm trong chương trình thí nghiệm năm 1994



Hình 5.31 : Mặt bằng cọc và khảo sát đất trong chương trình thí nghiệm Shonan năm 1994 và 1995

Các đặc trưng của cọc thí nghiệm cho trong bảng sau.

Bảng 5.4 . Các đặc trưng hình học và cơ học của các cọc thí nghiệm

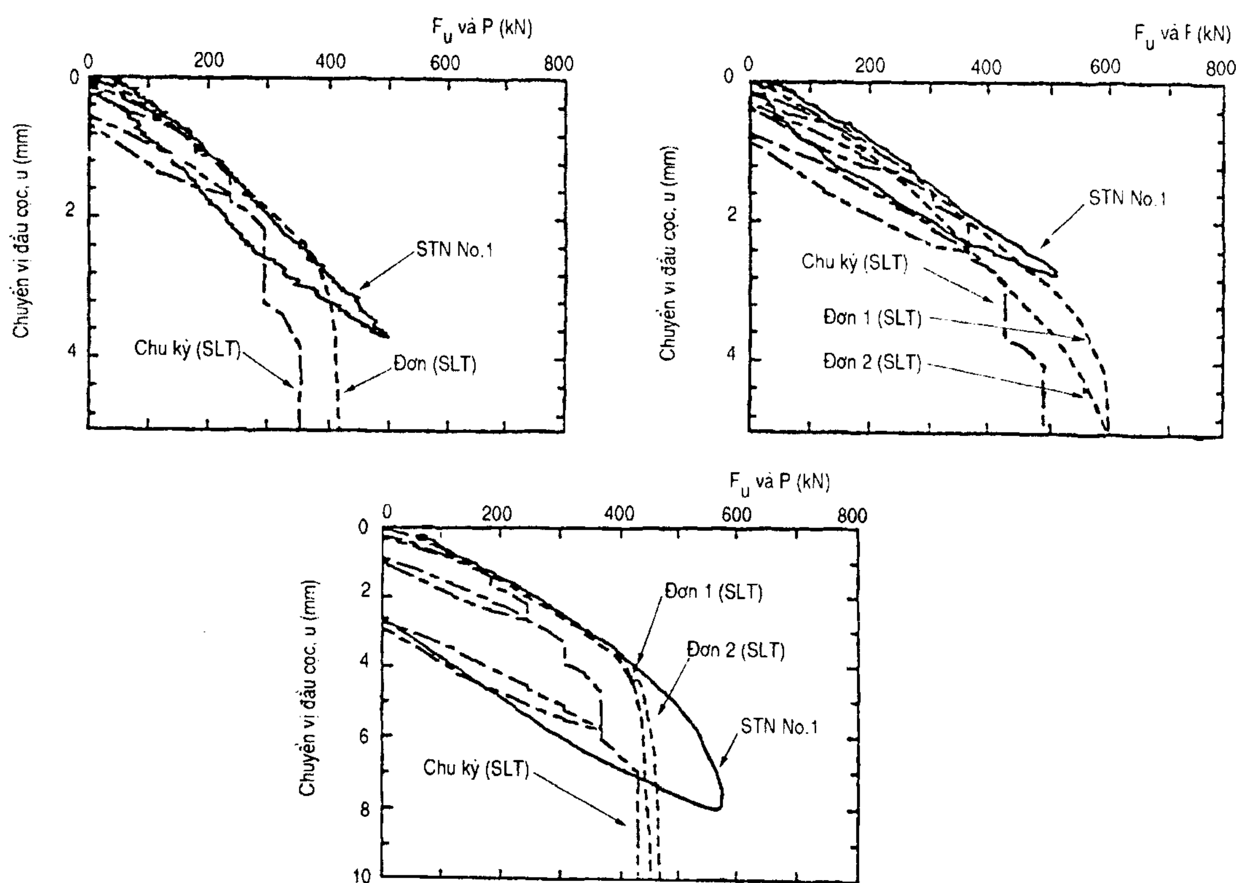
Đặc trưng loại cọc		Cọc số	
		T1 đến T5 (1994)	**T6 (1995)**
		Cọc bê tông cốt thép cường độ cao ứng suất trước	**Cọc ống thép đáy hở**
Chiều dài	L(m)	7	**13**
Đường kính ngoài	D_0 (mm)	300	**400**
Đường kính trong	D_i (mm)	180	**382**
Bề dày thành	t_w (mm)	60	**9**
Diện tích tiết diện ngang	A (cm^2)	452,4	**110,6**
Modun young	E (MN/m^2)	$3,43 \times 10^4$	$2,06 \times 10^5$
Mật độ	ρ (ton/m^3)	2,6	**7,85**
Tốc độ sóng	v_c (m/s)	3633	**5123**
Khối lượng	M (ton)	0,823	**1,58**

Lưu ý rằng các cọc T1 đến T3 được thi công theo phương pháp khoan **trước và dùng vữa** xi măng bao quanh mũi cọc. Các cọc T4 và T5 cũng được thi công **kiểu khoan trước** nhưng 2 m cuối cùng của cọc này được thực hiện đóng bằng búa **rơi tự do có trọng**

lượng 19,6 kN và chiều cao rơi 0,5m; cọc T6, năm 1995 là cọc ống thép đáy hở được đóng bằng búa diezen có trọng lượng búa 24,5 kN, năng lượng đóng là 49 kN.m.

Chương trình thí nghiệm 1994 : nhằm làm rõ ảnh hưởng của phương pháp hạ cọc (khoan trước đổ vữa xi măng không đóng để hạ cọc và có đóng hạ ở 2 m cuối cùng) đến quan hệ tải trọng - chuyển vị. Đồng thời cũng nghiên cứu ảnh hưởng của sơ đồ chất tải tĩnh bao gồm chất tải chu kỳ và chất tải đơn điệu. Đã dùng bộ STN 0,6 MN để thử trên các cọc T1, T2 và T5 với các sơ đồ đặt tải khác nhau (điều chỉnh chiều dài đường dẫn động cơ nổ) để nghiên cứu ảnh hưởng của các điều kiện tải trọng đến các kết quả thí nghiệm STN.

Chương trình thí nghiệm 1995 : đã tiến hành đồng thời thí nghiệm tải trọng động, STN và tĩnh trên cọc ống thép T6. Đã nghiên cứu ảnh hưởng của thời gian nghỉ liên quan đến sự thay đổi áp lực nước lỗ rỗng trong quá trình đóng và nghỉ cũng như các điều kiện đặt tải STN và tĩnh khác nhau đến đặc trưng chịu lực của cọc. Đã dùng bộ STN 8MN. Tuy nhiên, trong giai đoạn thí nghiệm đã xảy ra sự hạ đột ngột mực nước ngầm như nói ở trên.

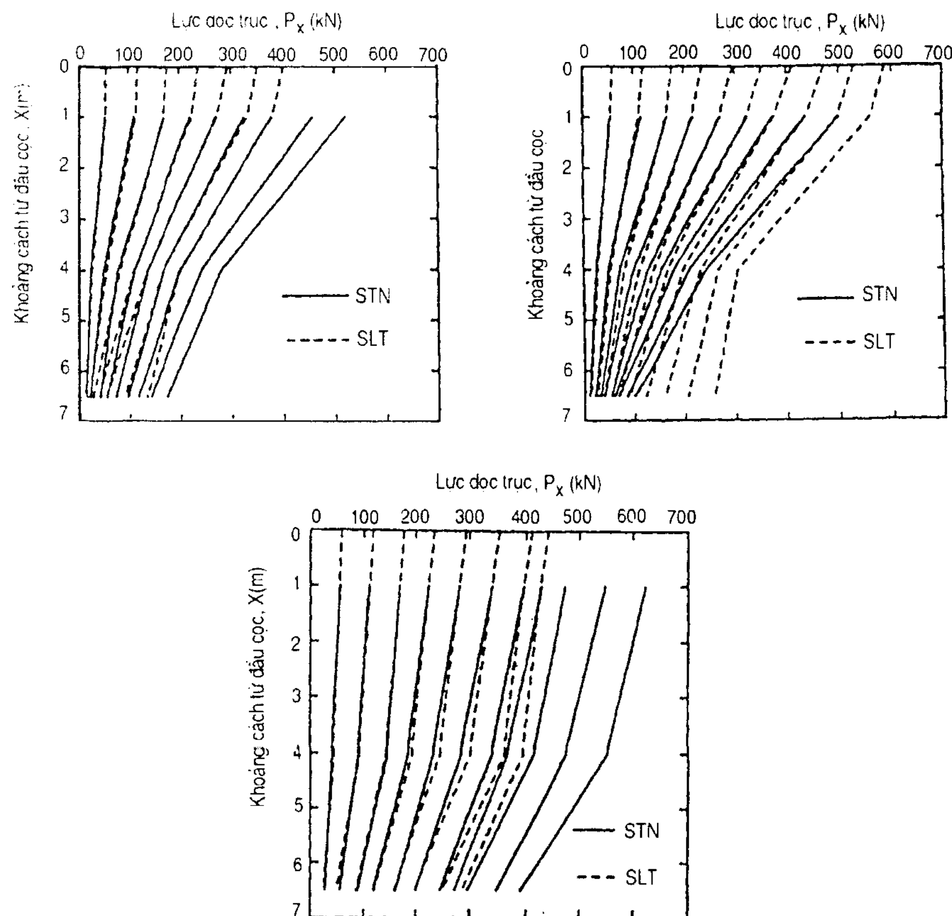


Hình 5.32 : So sánh các đường cong chuyển vị - tải trọng từ các thử tải tĩnh và thử STN cho các cọc T1 (a); T2 (b) và T5 (c)

Các kết quả thu được cho thấy :

+ Các đường cong tải trọng - chuyển vị giữa các thí nghiệm STN và SLT trên các cọc T1, T2 và T5 khá phù hợp ở mức tải dưới biến dạng dẻo (xem hình 5.32)

+ Các phân bố tải trọng dọc trục khá phù hợp giữa các thí nghiệm như trên hình sau :



***Hình 5.33** : So sánh sự phân bố lực dọc trục nhận được từ thử tải tĩnh và thử STN trên các cọc T1 (a); T2 (b) và T5 (c)*

+ Dùng phương pháp điểm dỡ tải cho các sức chịu tải tĩnh lớn nhất còn chưa thật phù hợp với các kết quả thử tĩnh. Việc xét đến sự vượt quá áp lực nước lỗ rỗng khi tính hệ số cản động cần phải nghiên cứu thêm.

+ Các tác giả cũng đã đưa ra những kết quả nghiên cứu về ảnh hưởng của các điều kiện thí nghiệm STN đến kết quả thu được và một số lưu ý khác khi thử STN.

6.3. Chương trình thử nghiệm của Cục Đường bộ Liên bang Mỹ

Theo Berkovitz và Hahn (Cục Đường bộ Liên bang Mỹ) thì Cục Đường bộ Liên bang Mỹ trong các năm 1991 - 1995 đã tài trợ cho 11 hiện trường thử tải STN tại nhiều bang trên toàn nước Mỹ như tổng hợp trong bảng sau :

Bảng 5.5. Các thử nghiệm của Cục Đường bộ Liên bang Mỹ về thử tải STN

Thứ tự	Tên công trình	Thời gian	Loại cọc	Kết quả và nhận xét
1	Đường giao I-49/I-20, Shreveport LA	2/1991	2 cọc khoan 0.76 x 16m và 0.91 x 11,3m	Phù hợp giữa SLT và STN
2	Công trường Caltrans Cupertira, California ,Ca		2 cọc khoan 0,91m x 9,1m	Phù hợp giữa SLT và STN
3	I-40 tại Rio Grande, NM	11/1992	1 cọc khoan 0.76m x 18 m	So sánh giữa SLT và STN phù hợp
4	TFHRC Mc Lean, VA		2 nhóm 3 x 3 cọc ống thép nhồi BT	Có sự khác giữa SLT và STN do ảnh hưởng của đài cọc.
5	Caltrans 280, San Francisco KA		Cọc 0.41m x 33 m	Kết quả STN cao hơn SLT khoảng 24%
6	Hiện trường thử nghiệm của Cục Đường bộ Liên bang Mỹ tại Texas		3 cọc khoan 0,9 x 10.4m; 0,9 x 10.4m và 0,91 x 9,5m	Các kết quả SLT và STN có sai khác nhau
7	Cầu Victory Northwest Florida		3 cọc trên nền đá	So sánh giữa STN và thử tải hộp Osterberg
8	Cầu trên sông Nuese New Bern, North Carolian		2 cọc khoan 1,22 x 27m 0,61 x 9,8m có gắn thiết bị đo dọc cọc và thử tải ngang	So sánh giữa SLT và STN trên cả trục đứng và ngang
9	Cầu Gandy Tampa, Florida	11/1994	6 cọc khoan 1,22m có chiều dài khác nhau	So sánh thử Osterberg và STN
10	Cầu New River Jacksonville North Carolian	10/1994 - 1/1995	2 cọc khoan 1,22 và 0.61m. Cọc có gắn thiết bị dọc cọc	Thử tải STN đứng và ngang.
11	Hiệu chỉnh cho thí nghiệm ngang, Alabama	9/1994 - 9/1995	Các cọc khoan trên một số hiện trường	Nghiên cứu mô phỏng lực va tàu

Trên cơ sở các kinh nghiệm thu được, Cục Đường bộ Liên bang Mỹ đang tiến tới xây dựng tiêu chuẩn phương pháp thử STN, dự kiến sẽ hoàn thành trong năm 2000. Tuy chưa có tiêu chuẩn chính thức nhưng việc ứng dụng thử tải STN đang ngày càng cạnh tranh mạnh mẽ với thử tải biến dạng lớn PDA do có độ tin cậy cao, giá thành hợp lý và nhiều ưu điểm hơn so với phương pháp PDA, đặc biệt có thể thử tải ngang hoặc với tải trọng rất lớn đến trên 3000 tấn. Về độ lớn tải trọng thử đạt được cho đến nay nó chỉ kém phương pháp hộp tải trọng Osterberg(đã đạt được 15.000T trong một công trình cầu ở Florida Mỹ năm 1998).

Chương 6

PHƯƠNG PHÁP THỬ TĨNH BẰNG HỘP OSTERBERG

1. MỞ ĐẦU

Như đã biết, cho đến nay để xác định sức chịu tải của cọc thì phương pháp thử tải trọng tĩnh vẫn được coi là có độ chính xác cao nhất. Tuy nhiên không phải lúc nào cũng có thể thử tải tĩnh theo công nghệ truyền thống (dàn chất tải, hệ neo hoặc phối hợp với kích thuỷ lực đặt tải) được vì các lý do sau :

- Chi phí cho thí nghiệm lớn, đặc biệt đối với các cọc không phải trên mặt đất tự nhiên (ngoài sông, biển).

- Tốn thời gian cho công tác chuẩn bị và thí nghiệm nên ảnh hưởng đến thời gian xây dựng.

- Khó khăn hoặc không thể thực hiện được do điều kiện mặt bằng thi công.

Ngoài ra, kết quả thu được từ phương pháp thử tải tĩnh truyền thống có hạn chế là không thể hiện được giá trị của thành phần sức kháng thành bên và sức chống ở mũi, mà chỉ cho giá trị tổng cộng của hai thành phần đó. Đã có một số cố gắng để tách hai thành phần đó theo con đường lý thuyết, hoặc theo các phương pháp chất tải khác nhau, tuy nhiên vẫn chỉ thu được các giá trị gián tiếp và còn tồn tại nhiều quan điểm khác nhau chung quanh các phương pháp đó.

Đầu những năm 1980, giáo sư người Mỹ Jorj O. Osterberg Trường Đại học Northwestern, Florida đã đưa ra một công nghệ nén tĩnh mới mà sau này mang tên ông là "Phương pháp thử tĩnh bằng hộp tải trọng Osterberg". Cho đến nay, nó đã được ứng dụng rộng rãi, được đưa vào các tiêu chuẩn kỹ thuật của nhiều nước, và ngay ở Việt Nam đã được ứng dụng rất thành công ở các cọc baret cho trụ sở Vietcombank ở Hà Nội và cọc khoan nhồi đường kính 2,50 m cho cầu Mỹ Thuận nổi tiếng ở phía Nam. Đó là nhờ các ưu điểm chính của nó như sau :

- Chi phí thấp hơn nhiều so với thử tĩnh truyền thống

- Tiết kiệm thời gian

- Không chiếm dụng mặt bằng phía trên đầu cọc

- Xác định được một cách riêng rẽ thành phần ma sát và sức chống mũi

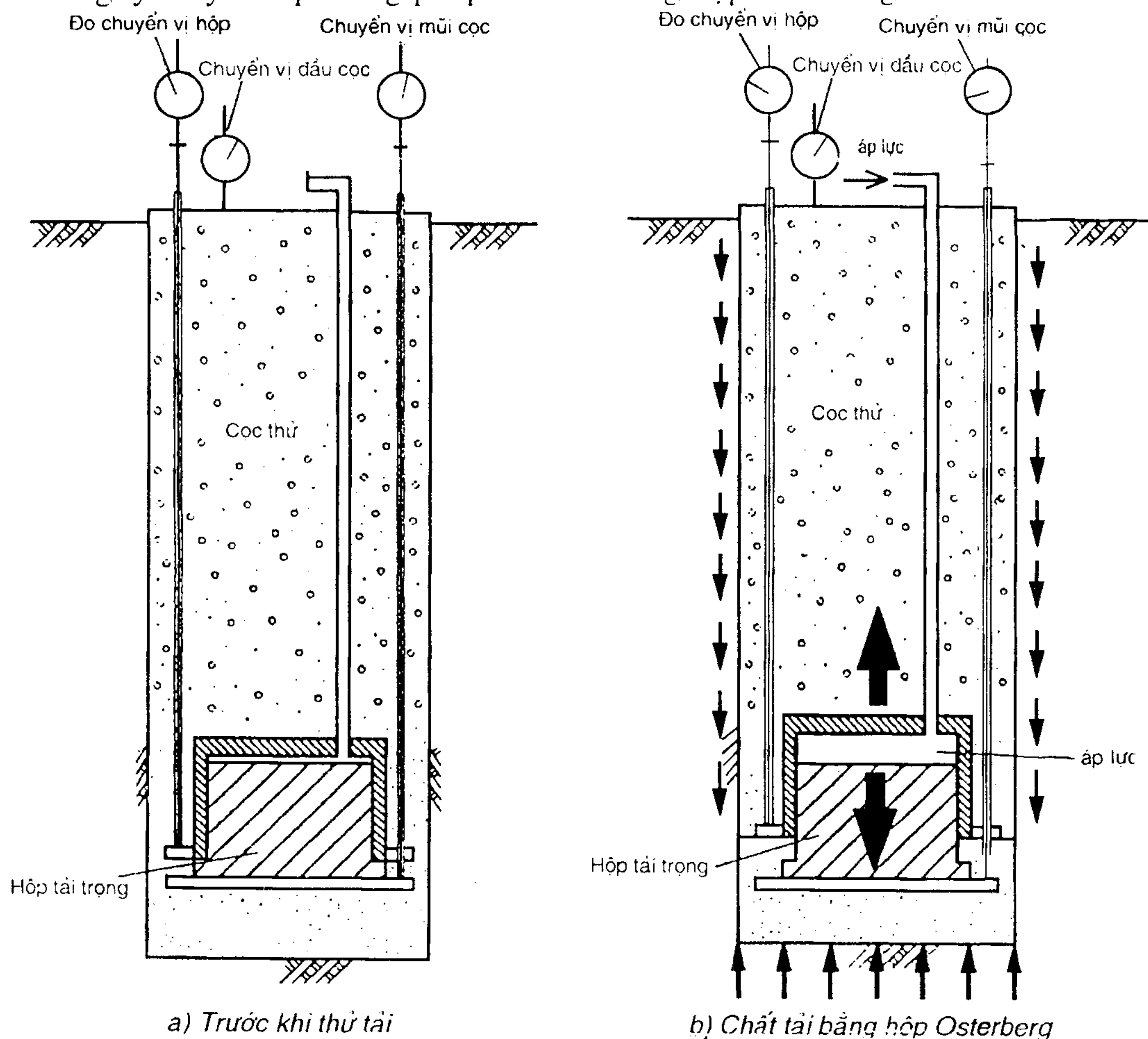
Cũng như bất kỳ một công nghệ nào khác, có ưu thì cũng có nhược. Nhược điểm lớn nhất của nó là cách xây dựng các chuẩn phá hoại của hai thành phần sức kháng thành bên và sức chống mũi. Ngoài ra, còn một số đặc điểm khác mà cần phải lưu ý khi sử dụng sẽ trình bày kỹ hơn ở các phần sau.

2. NGUYÊN LÝ

Điều khác biệt đầu tiên về nguyên tắc so với phương pháp thử tĩnh truyền thống là không đặt tải trên đầu cọc mà đặt ngay trong thân cọc(thường ở ngay mũi cọc hay ở một vài vị trí thích hợp trong thân cọc). Nhờ vậy không phải dùng hệ gia tải bên ngoài bằng các đối trọng, hệ neo hay phối hợp đối trọng và hệ neo (trong thử tĩnh truyền thống) mà dùng ngay tự trọng của cọc và ma sát thành bên làm đối trọng. Để tạo tải trong thân cọc bố trí một hộp tải trọng làm việc như một kích thuỷ lực thông thường và có cấu tạo phù hợp chôn trước trong thân cọc (đối với cọc khoan nhồi) hoặc gắn vào thân cọc trước khi đóng(đối với cọc đóng). Sau khi cọc đã đủ cường độ tiến hành tạo tải bằng cách bơm dầu vào trong kích đã chôn trong cọc. các bước chất tải và đo các chuyển vị mũi cọc, đỉnh cọc, thông qua các ống đo chôn sẵn, được tiến hành như trong thử tĩnh truyền thống.

Kết quả thu được sẽ là các biểu đồ quan hệ chuyển vị và tải trọng cho mũi cọc và đỉnh cọc được xây dựng độc lập.Thí nghiệm được xem là kết thúc khi đạt đến sức kháng ma sát giới hạn hoặc sức chống mũi giới hạn.

Sơ đồ nguyên lý của phương pháp chất tải bằng hộp Osterberg như hình 6.1.



Hình 6.1: *Sơ đồ bố trí thiết bị và chất tải theo phương pháp thử tĩnh bằng hộp Osterberg*

Theo sơ đồ chất tải này, nếu gọi tổng các lực ma sát thành bên trên toàn bộ chiều dài cọc là P_{ms} và lực chống ở mũi cọc là P_m, lực do hộp tải trọng Osterberg gây ra là P_o ta có nhận xét như sau :

Khi tạo lực P_o trong hộp Osterberg, theo nguyên lý cân bằng phản lực, một lực P_o truyền lên thân cọc và hướng lên phía trên sẽ được cân bằng bởi lực ma sát thành bên và tự trọng của thân cọc G. Một lực P_o khác hướng xuống dưới và được chống lại bởi sức chống của đất nền dưới mũi cọc. Như vậy trong quá trình chất tải (tăng dần P_o) thì luôn luôn ta có :

$$P_o = (G + P_{ms}) < G + P_{ms}^{\text{giới hạn}} \quad (6\text{-}1)$$

hoặc

$$P_o = (P_m) < P_m^{\text{giới hạn}} \quad (6\text{-}2)$$

Cọc thí nghiệm sẽ đạt đến phá hoại khi đạt đến cân bằng của một trong hai biểu thức nêu trên, tức là khi bị phá hoại mũi trước (đất dưới mũi cọc đạt đến phá hoại) hoặc bị phá hoại ở thành bên trước (cọc và đất bao quanh có chuyển dịch dẻo).

3. PHƯƠNG PHÁP XÂY DỰNG BIỂU ĐỒ QUAN HỆ TẢI TRỌNG - CHUYỂN VỊ ĐẦU CỌC TƯƠNG ĐƯƠNG

Do kết quả thu được là hai biểu đồ tải trọng-chuyển vị mũi cọc và đầu cọc độc lập nhau như đã nói ở trên, nên để dễ sử dụng và so sánh với thử tải tĩnh truyền thống phải xây dựng biểu đồ tải trọng - chuyển vị đầu cọc tương đương như trong thử tĩnh truyền thống. Để thực hiện việc đó đã dựa vào các giả thiết cơ bản sau đây:

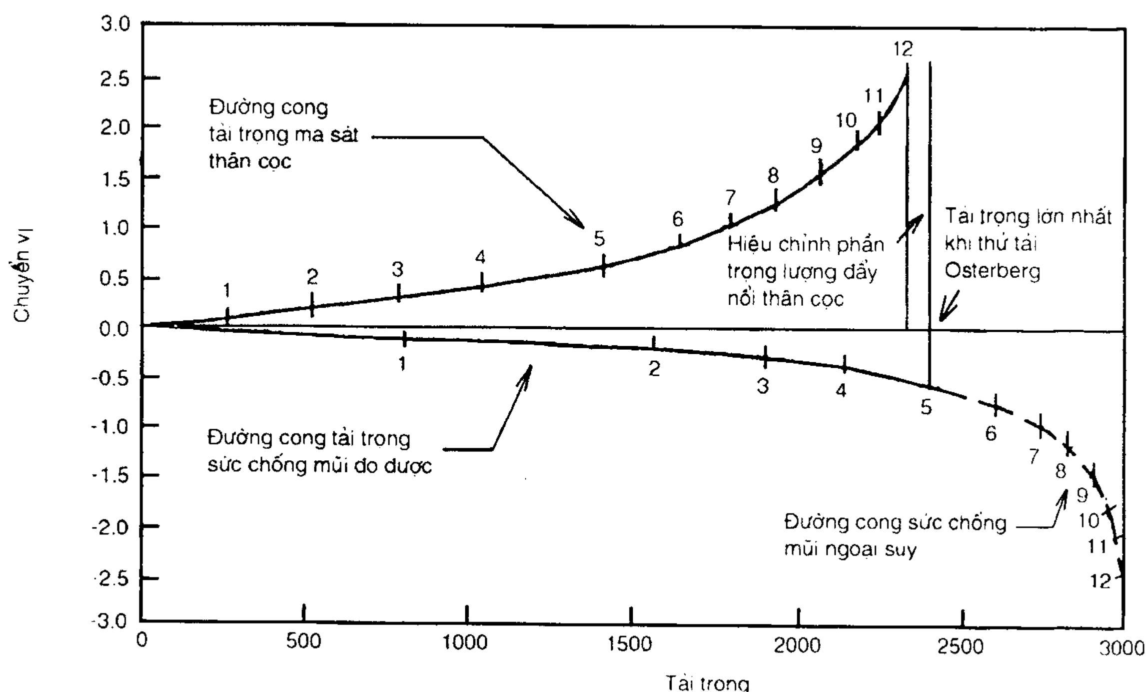
1. Đường cong chuyển vị - tải trọng mũi trong cọc được chất tải truyền thống giống như đường cong chuyển vị - tải trọng được xây dựng với chuyển dịch đi xuống của hộp tải trọng.

2. Đường cong chuyển vị - tải trọng ma sát bên của chuyển dịch đi lên trong thí nghiệm hộp tải trọng giống như chuyển dịch di xuống trong một thí nghiệm truyền thống.

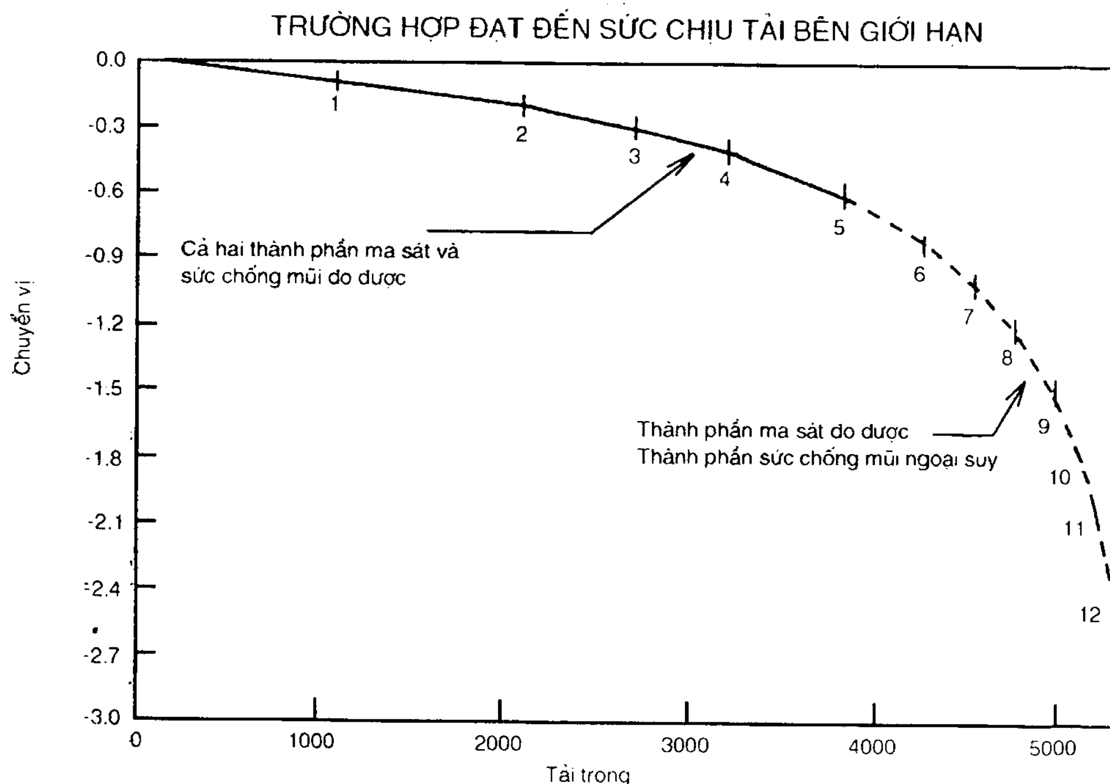
3. Bỏ qua độ nén trong thân cọc khi xem nó là vật rắn.

Dùng các giả thiết này,chọn một chuyển vị như điểm 4 trên đường cong chuyển dịch đi lên trên hình 6.2a và ghi lại tải trọng ma sát tại chuyển vị đó. Do thân cọc là vật rắn, đỉnh của cọc chuyển dịch xuống phía dưới giống như mũi cọc. Do vậy, tìm điểm 4 trên đường cong chuyển dịch đi xuống có chuyển vị giống như điểm 4 trên đường cong chuyển dịch đi lên và ghi lại tải trọng tương ứng.Cộng hai tải trọng đó sẽ cho tải trọng tổng cộng do ma sát bên và sức chống mũi tại cùng một chuyển vị đi xuống của điểm 4 trên đường cong chuyển vị đi xuống của thí nghiệm tải trọng này. Nó được thể hiện ở điểm 4 (hình 6.2b) của đường cong đã được xây dựng lại. Tiến hành theo cách tương tự cho một số điểm đến chuyển vị cực đại (trên cộng dưới) của thí nghiệm hộp tải trọng (các điểm 1÷5). Do trong thí nghiệm này phá hoại xảy ra tại ma sát bên, đường cong

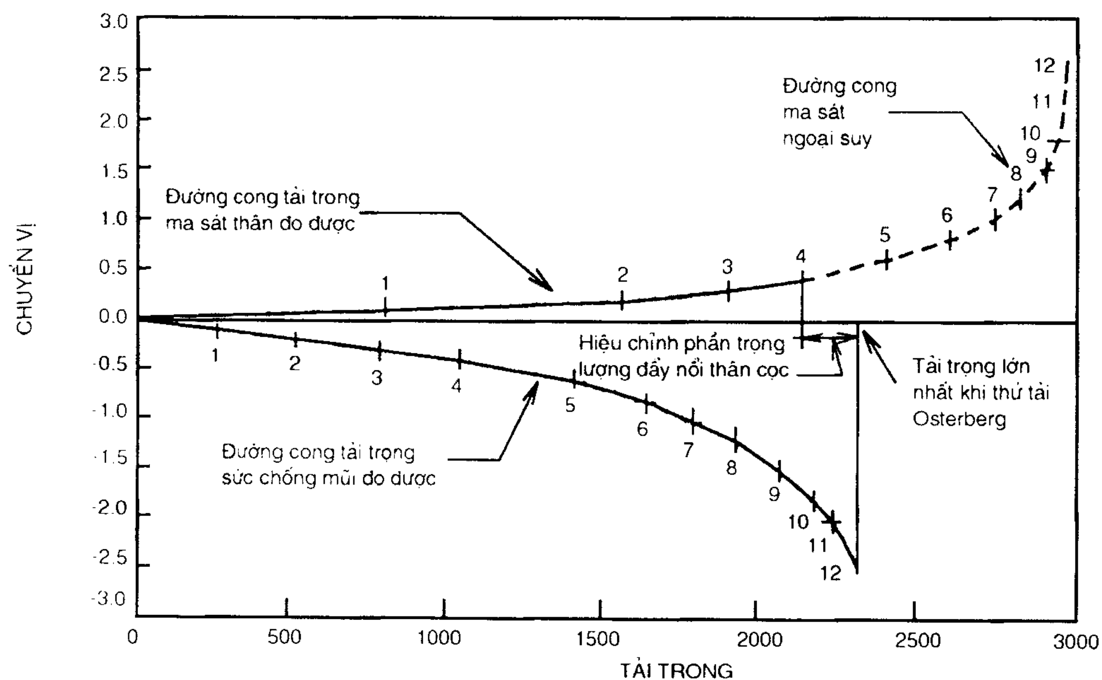
sức chống mũi đi xuống được ngoại suy cho đến phá hoại. Quá trình này được tiếp tục và dùng đường cong đi xuống ngoại suy và đường cong đi lên đo được như trình bày bởi các điểm 6÷12 trong các hình 6.2a và 6.2b. Hình 6.2b do đó thể hiện đường cong chất tải đỉnh cọc tương đương. Các hình 6.2c và 6.2d thể hiện cách xây dựng tương tự cho trường hợp khi phá hoại xảy ra tại sức chống mũi cọc.



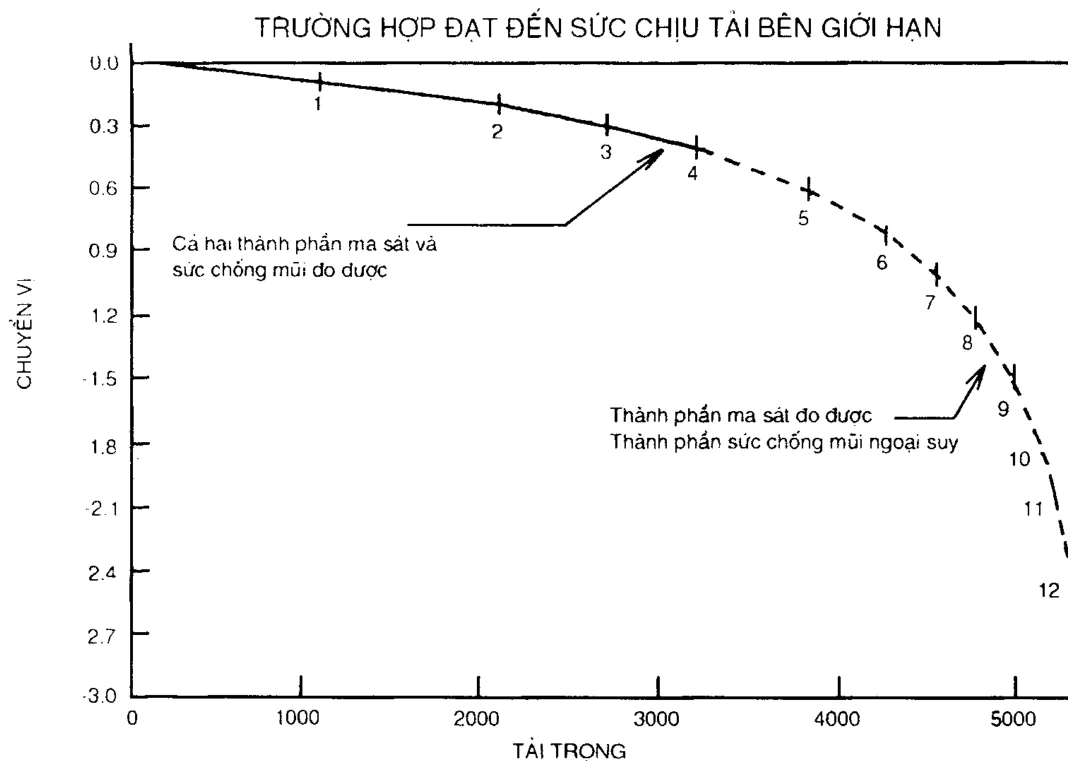
Hình 6.2a : Các đường cong tải trọng - chuyển vị đã đạt đến ma sát bên giới hạn



Hình 6.2b : Đường cong chuyển vị do chất tải đỉnh tương đương



Hình 6.2c : Các đường cong tải trọng - chuyển vị đã đạt đến sức chống mũi giới hạn



Hình 6.2d : Đường cong chuyển vị do chất tải đỉnh tương đương

4. THIẾT BỊ VÀ PHƯƠNG PHÁP LẮP ĐẶT

4.1. Hộp tải trọng Osterberg

Hộp Osterberg là bộ phận quan trọng nhất của công nghệ này.Nó có cấu tạo như một kích thuỷ lực,có hình lăng trụ tròn khi dùng cho cọc khoan nhồi và hình hộp vuông hay chữ nhật khi dùng cho cọc đóng.Để tạo áp lực người ta dùng hỗn hợp dầu và nước sạch.Trong hộp có bố trí ba đầu đo áp lực theo đường sinh và cách nhau 120^0 để ghi nhận các giá trị áp lực và loại trừ khả năng lệch tâm của lực đặt khi hộp kích làm việc. Hiện nay, Công ty LOADTEST, giữ độc quyền về công nghệ này, đã sản xuất các loại hộp như sau:

Cho cọc khoan nhồi:

Khả năng tạo tải (T)	Đường kính (insơ)	Chiều cao (insơ)	Hành trình (insơ)	Tự trọng (kg)
40	4	5-3/16	3	9
75	5-1/4	5-3/16	3	14.5
200	9	10-3/4	6	86
400	13	11-5/8	6	135
1000	21-1/4	11-5/8	6	360
3000	34-1/4	12-1/8	6	495

Cho cọc đóng :

Khả năng tạo tải (T)	Kích thước (insơ)	Hành trình (insơ)
300	18 $(insơ)^2$ dùng cho cọc bê tông đúc sẵn	6
500	14 $(insơ)^2$ tiêu chuẩn (cọc bê tông đúc sẵn)	6
800	18 $(insơ)^2$ dùng cho cọc ống	6

4.2. Các thiết bị khác

Gồm :

- Máy bơm cao áp và hệ thống ống dẫn phục vụ cho hộp tải trọng,
- Hệ thống đo chuyển vị đầu cọc và mũi cọc,
- Hệ thống đo áp lực và chuyển vị của hộp tải trọng,
- Máy bơm vữa áp lực cao(tối thiểu 100 cfm) và hệ thống ống dẫn vữa,các ống có măng sét để chôn sẵn trong cọc,
- Thiết bị ghi nhận số liệu và xử lý tại chỗ,
- Máy tính với phần mềm xử lý kết quả.

4.3. Trình tự tiến hành và các yêu cầu kỹ thuật khi lắp đặt

+ Bước 1 : Lắp sẵn (các) hộp osterberg, các đường dẫn áp lực và các thiết bị khác được chôn trước trong cọc vào khung thép của cọc khoan nhồi. Bản gia cường của hộp tải trọng được hàn chặt vào khung cốt thép và đảm bảo trùng với trục của khung trước khi hạ cốt thép vào trong hố cọc. Trong trường hợp có tầng đặt hộp tải trọng ở giữa của khung thì phải cắt rời hết các cốt chủ tại cao trình đặt hộp để đảm bảo hai đoạn cọc có thể chuyển dịch tương đối và trái chiều nhau.

+ Bước 2 : Việc thi công hố cọc đã hoàn thành sẽ tiến hành đổ một lớp bê tông hay vữa thích hợp xuống đáy hố đào và khi bê tông hoặc vữa còn tươi tiến hành đặt khung cốt thép đã gắn đầy đủ các thiết bị thí nghiệm sao cho khung này "ngồi" thật chắc lên bê tông hoặc vữa ở đáy. Để đảm bảo không gây hư hỏng cho các thiết bị khi cẩu lắp khung cốt thép từ vị trí nằm ngang sang vị trí thẳng đứng đặt vào hố cần khống chế độ uốn võng tương đối lớn nhất không vượt quá 60cm và khoảng cách lớn nhất giữa các điểm uốn võng tương đối lớn nhất phải là 750cm. Do vậy cần phải có biện pháp và các khung đỡ thích hợp để đỡ khung cốt thép trong quá trình cẩu lắp.

+ Bước 3 : Tiến hành đổ bê tông thân cọc. Nên có phụ gia đạt sớm cường độ thiết kế để có thể tiến hành thí nghiệm. Cần có ít nhất 8 mẫu thí nghiệm thử nén hình lăng trụ được lấy từ bê tông thân cọc. Trong đó có một mẫu sẽ thử trước khi thử tải và ít nhất hai mẫu sẽ thử vào ngày thử tải.

+ Bước 4 : Trong quá trình tiến hành thử tải không được hạ các ống vách bằng chấn động trong khu vực gần nơi thử tải. Có thể vẫn tiếp tục công tác khoan nhưng phải cách xa nơi thử ít nhất là 15 m. Trong quá trình thử nếu các thiết bị cho thấy bất cứ một dấu hiệu ảnh hưởng nào của công tác thi công thì cần phải dừng công tác đó ngay.

+ Bước 5 : Sau khi thử xong cần thu dọn ngay các thiết bị, vật tư... để không ảnh hưởng đến các bước thi công sau. Nếu cọc thử sẽ được dùng lại trong công trình thì cần phải tiến hành bơm vữa vào bên trong hộp và xung quanh hộp tải trọng theo một công nghệ bơm đã được chuẩn bị trước.

4.4. Công tác phun vữa sau khi thử

Trong quá trình thử tải, thân cọc bị cắt rời theo mặt bằng phần trên (đoạn ma sát thành bên) và phần dưới (đoạn có sức chống mũi cọc) của tầng đặt các hộp tải trọng. Quá trình đó tạo nên một khoảng không gian hình xuyến, kích thước của nó phụ thuộc vào quy mô mở rộng của hộp Osterberg khi thử.

Trong trường hợp thử tải trên một cọc sẽ được dùng lại sau khi thử (cọc làm việc-working pile) thì cần phải tiến hành phun vữa khoảng trống đã hình thành trong quá trình thí nghiệm đó để nhằm tái liên kết các đoạn trên và dưới của thân cọc

(a) Phun vữa sau khi thử cho hộp Osterberg

- Dùng vữa xi măng Portland và nước, không dùng cát.

Vữa phải lỏng và dễ bơm. Bước đầu có thể sử dụng thành phần 4 đến 6 gallons nước cho một bao xi măng loại 95-1b (theo đơn vị Mỹ) .

Phải trộn kỹ để đảm bảo xi măng không bị vón cục, phải đổ vữa xi măng qua lưới lọc trước khi bơm.

Nối đầu ra của máy bơm vào một ống thuỷ lực của hộp Osterberg, mở ống kia để cho dung dịch thuỷ lực lưu thông được.

- Bơm vữa vào trong đường ống thuỷ lực của hộp Osterberg. Quan sát các đặc trưng của vật liệu bơm và vật liệu phát ra từ đầu ống thuỷ lực kia, khi thấy hai ống đã cân bằng thì dừng bơm.

- Cần lấy ba mẫu vữa để thử nén cường độ 28 ngày.

Lượng vữa trộn kiến nghị để phun cho các hộp Osterberg :

Đường kính hộp (insơ)	13	21	34
Khối lượng vữa (ft^3)	4	7	13

(b) Phun vữa cho khoảng không gian bao quanh hộp Osterberg

- Vữa chỉ bao gồm xi măng Portland và nước, không có cát. Quá trình trộn cần được thực hiện như vữa bơm cho hộp Osterberg. Khối lượng vữa chuẩn bị phải bằng ít nhất 3 lần khối lượng lý thuyết đòi hỏi để lấp đầy khoảng không gian hình xuyến bao quanh hộp Osterberg và các ống dẫn vữa

- Bơm nước để tống ra ngoài các nút bịt các đường ống dẫn vữa đặt trước (mỗi thân cọc có 2 đường ống).

- Bơm vữa thông qua một trong các ống đặt trước cho đến khi quan sát được dòng vữa xuất hiện từ ống thứ hai hoặc cho đến khi đã bơm được 1,5 lần khối lượng lý thuyết.

- Nếu không quan sát được dòng vữa phun ra từ ống thứ 2 thì chuyển bơm đến ống thứ 2 và bơm cho đến khi đã bơm được 1,5 lần khối lượng lý thuyết

- Nếu cần phải thay thế bằng vữa có cường độ cao hơn, thì cần tiến hành bơm với các vữa có cường độ cao hơn (có thể trộn với cát). Quá trình bơm với loại vữa này tiến hành tương tự như đối với nước xi măng bơm ban đầu. Toàn bộ quá trình bơm cần hoàn thành trước khi vữa đã bơm ban đầu ninh kết.

- Lấy ba mẫu của mỗi loại vữa để thử nén 28 ngày

Lượng vữa trộn kiến nghị để bom cho khoảng không gian bao quanh hộp Osterberg :

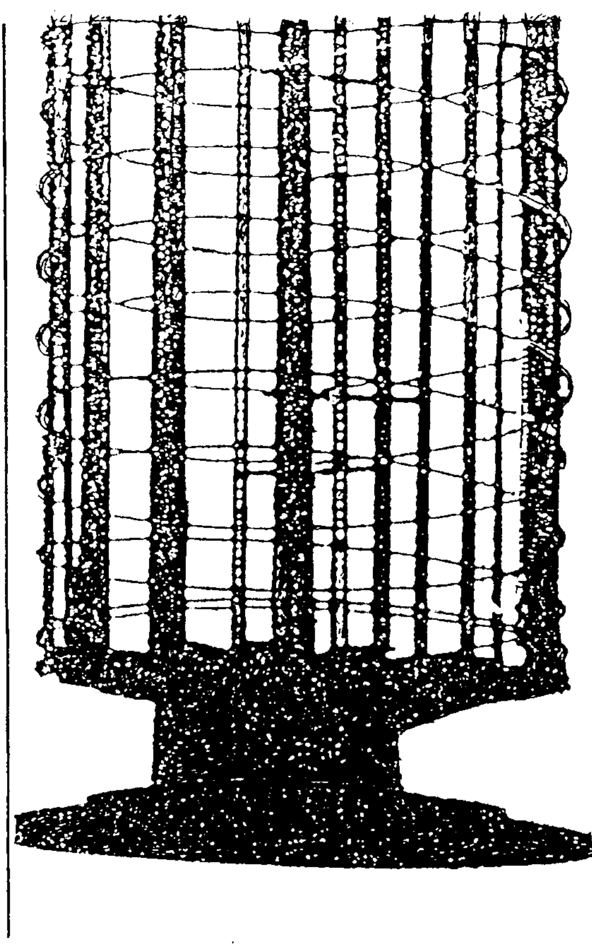
Đường kính thân cọc (ft)	2	3	4	5	6	7	8
Khối lượng vữa (ft^3)	25	30	40	50	65	80	100

5. PHƯƠNG PHÁP ĐẶT TẢI

Tải trọng đặt thông qua việc tăng áp lực dầu trong hộp tải trọng và được theo dõi qua các đồng hồ đo áp lực gắn trên máy bơm cung cấp cho hộp thông qua hệ thống ống dẫn đặt trước trong cọc.

Việc tăng tải được thực hiện theo các quy định trong ASTM D-1143 "*Phương pháp chất tải nhanh*". Ban đầu cần đặt các bước tải bằng 5% sức chịu tải giới hạn của cọc thử. Bước gia tải sau đó có thể tăng lên hoặc giảm đi tuỳ theo sự ứng xử của cọc trong khi thử.

Việc gắn các đầu đo chuyển vị trực tiếp cần được thực hiện theo các yêu cầu sau : ít nhất có hai đầu đo để ghi lại chuyển vị hướng xuống phía dưới của mũi cọc và hai đầu đo ghi lại chuyển dịch lên phía trên của đầu cọc. Độ mở của hộp Osterberg có thể được đo để xác định chuyển dịch lên và xuống của mũi cọc.



Hình 6.3: *Hộp Osterberg bố trí ở đáy lồng cốt thép cọc khoan nhồi*

Tải trọng được tăng theo từng cấp như đã nêu cho đến khi thân cọc đạt sức chịu tải giới hạn hoặc theo sức chống mũi, hoặc theo ma sát thành bên; hoặc cho đến khi đạt khả năng tạo tải cực hạn, hoặc độ mở rộng cực hạn của hộp tải trọng Osterberg; hoặc theo những yêu cầu riêng của người thiết kế, kỹ sư tư vấn.

Tại từng cấp tải trọng (khi gia tải cũng như khi giảm tải) các đồng hồ đo chuyển vị cần được đo tại các khoảng thời gian 1; 2 và 4 phút khi cấp tải trọng được giữ không đổi.

Trong chu kỳ dỡ tải cần chọn các bước giảm tải sao cho mỗi cấp giảm có ít nhất 4 điểm số liệu để vẽ trên đường cong tải trọng - chuyển vị. Trong trường hợp cần thiết có thể bổ sung các chu kỳ giảm tải và dỡ tải có trình tự tương tự sau khi đã kết thúc chu kỳ thí nghiệm đầu tiên.

Các đồng hồ đo chuyển vị dùng để đo chuyển dịch của mũi cọc và đầu cọc cần có hành trình ít nhất là 10 cm và có độ chính xác đến 0,025 mm. Chuyển vị tại mũi cọc cũng có thể đo bằng cách dùng đầu đo tuyến tính loại dây rung để đo độ mở rộng của hộp Osterberg (15 cm). Các đầu đo hoặc đầu đo tuyến tính loại dây rung được dùng để đo độ nén thân cọc phải có hành trình ít nhất là 25 mm và độ chính xác đến 0,0025 mm.

6. MỘT SỐ DỰ ÁN THỰC TẾ

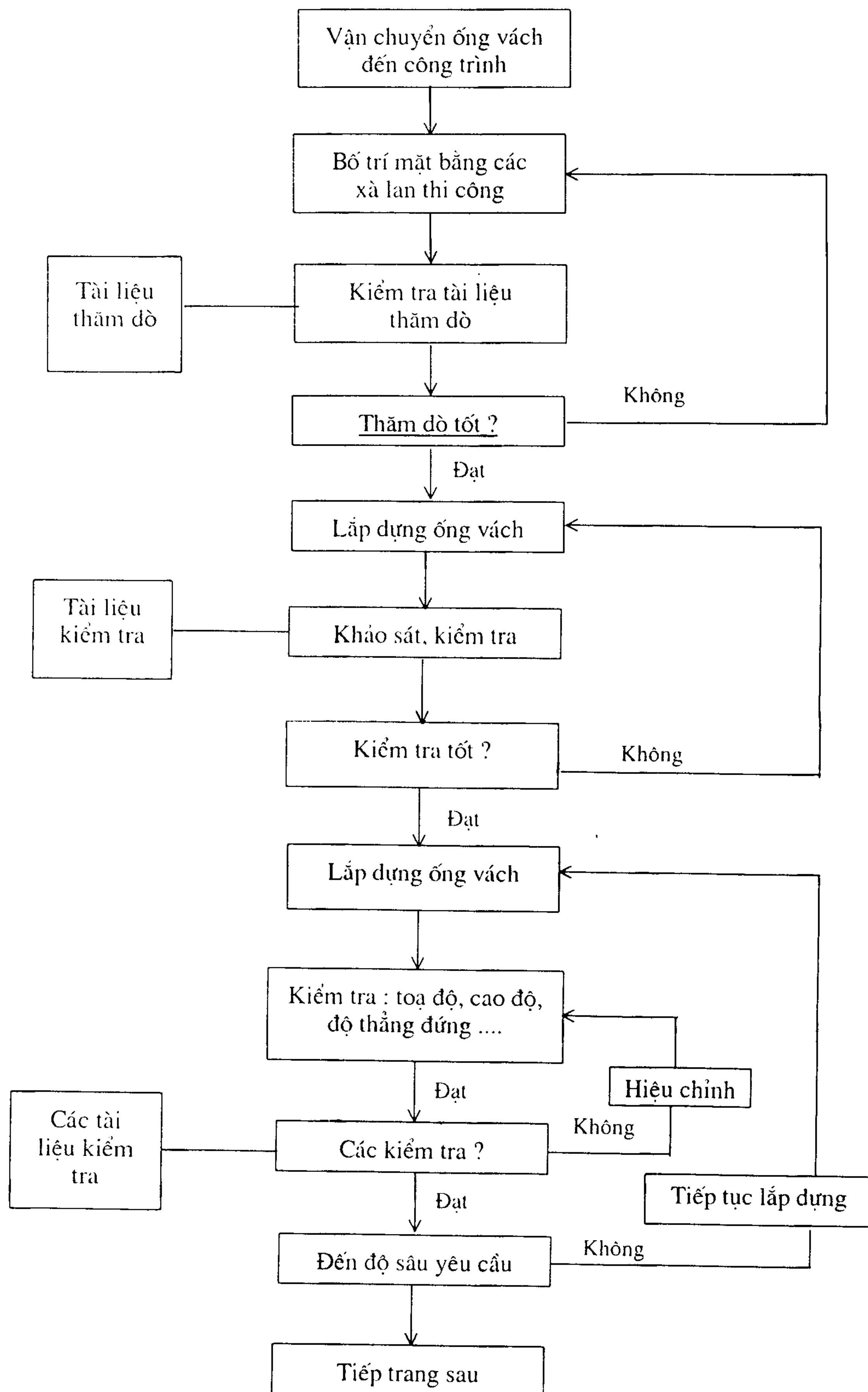
6.1. Công trình cầu Mỹ Thuận

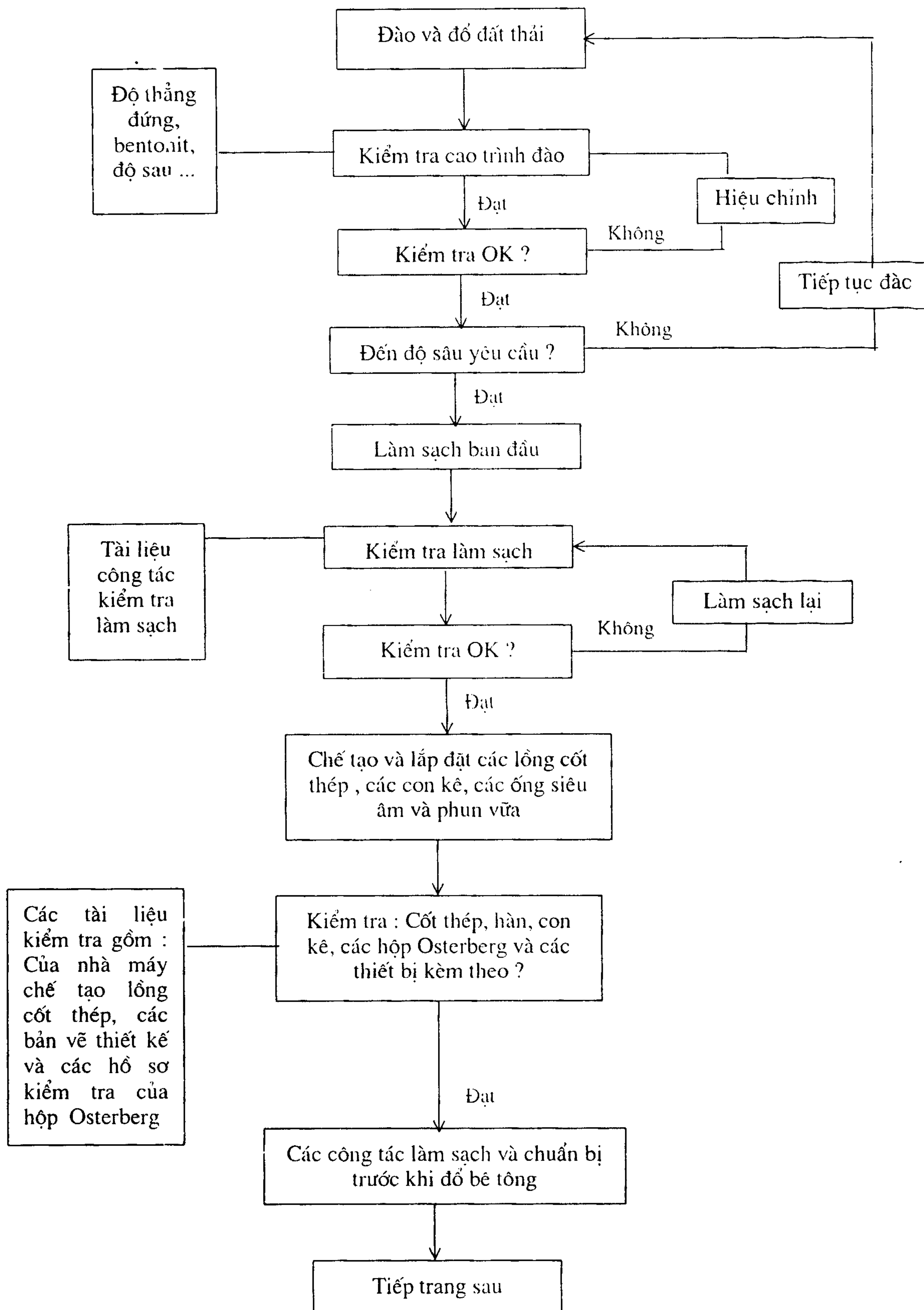
Cầu Mỹ Thuận bắc qua sông Mê Kông nối liền hai tỉnh Vĩnh Long và Tiền Giang, cách thành phố Hồ Chí Minh 125 km về phía Tây Nam.

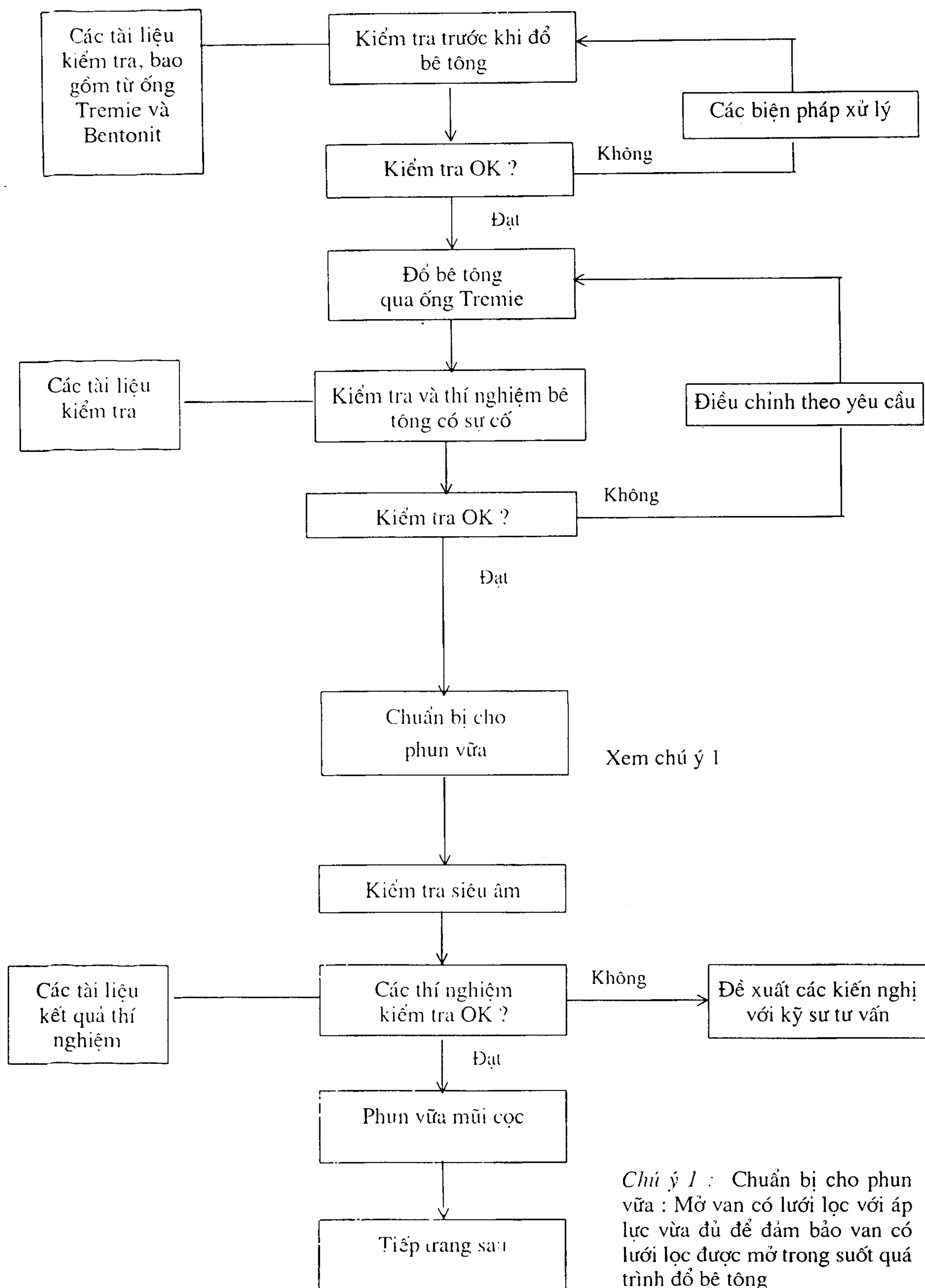
Tại công trình này đã sử dụng cọc khoan nhồi đường kính 2,4 m và có độ sâu từ 90 đến gần 100 m. Hai trụ tháp chính Bắc và Nam, mỗi trụ sử dụng 16 cọc. Hai mố neo bờ Bắc và Nam, mỗi mố sử dụng 2 cọc. Toàn bộ công trình có 36 cọc, đều có cùng đường kính 2,4 m, độ sâu thay đổi theo yêu cầu chịu lực và điều kiện địa chất. Độ sâu hạ cọc cuối cùng được quyết định trên cơ sở thử tải trọng tĩnh bằng phương pháp hộp Osterberg để xác định ma sát thành bên của các lớp đất khác nhau và sức chống ở mũi. Trên công trình người ta đã tiến hành thử 5 cọc, trong đó có 2 cọc bố trí hai tầng đặt hộp Osterberg và 3 cọc đặt một tầng hộp Osterberg tại mũi cọc. Đã sử dụng loại hộp Osterberg có đường kính 540mm, khả năng tạo tải trọng 1200 T. Mỗi tầng được đặt 3 hộp Osterberg và được nối thông với nhau để đảm bảo làm việc đồng thời. Dưới đây là một số chi tiết cấu tạo các bản gia cường cho các tầng đặt hộp tải trọng và ở tầng mũi, cũng như sơ đồ bố trí các thiết bị để đo chuyển vị của hộp. Đồng thời cũng thể hiện các đường ống dẫn dầu cho hộp kích và các ống dẫn vữa khi bơm vào trong các tầng đặt hộp sau khi đã kết thúc thí nghiệm.

Việc quản lý chất lượng và trình tự thực hiện các công tác kiểm tra được thực hiện theo sơ đồ sau đây:

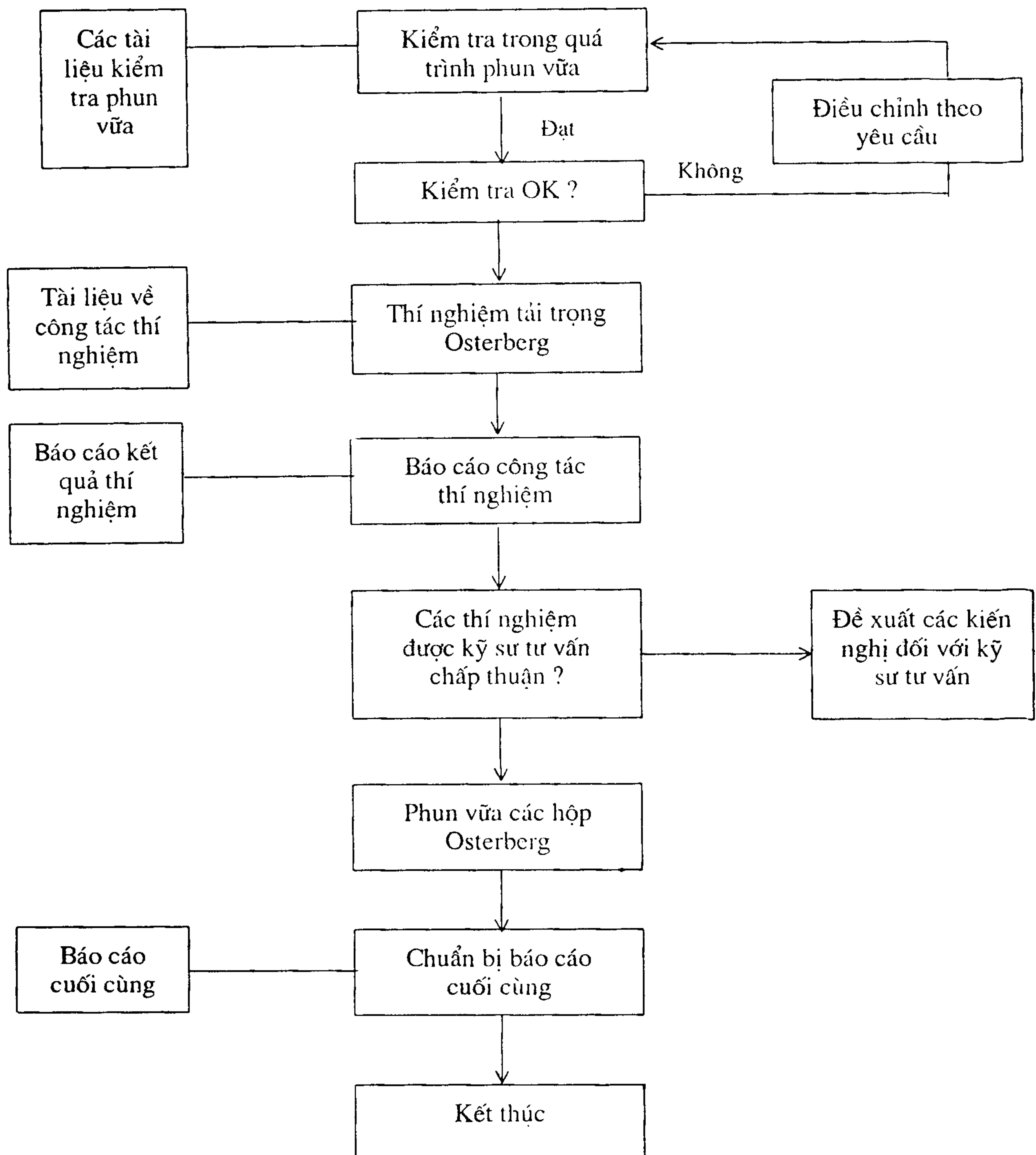
Trình tự thi công và kiểm tra chất lượng cọc khoan nhồi tại cầu Mỹ Thuận

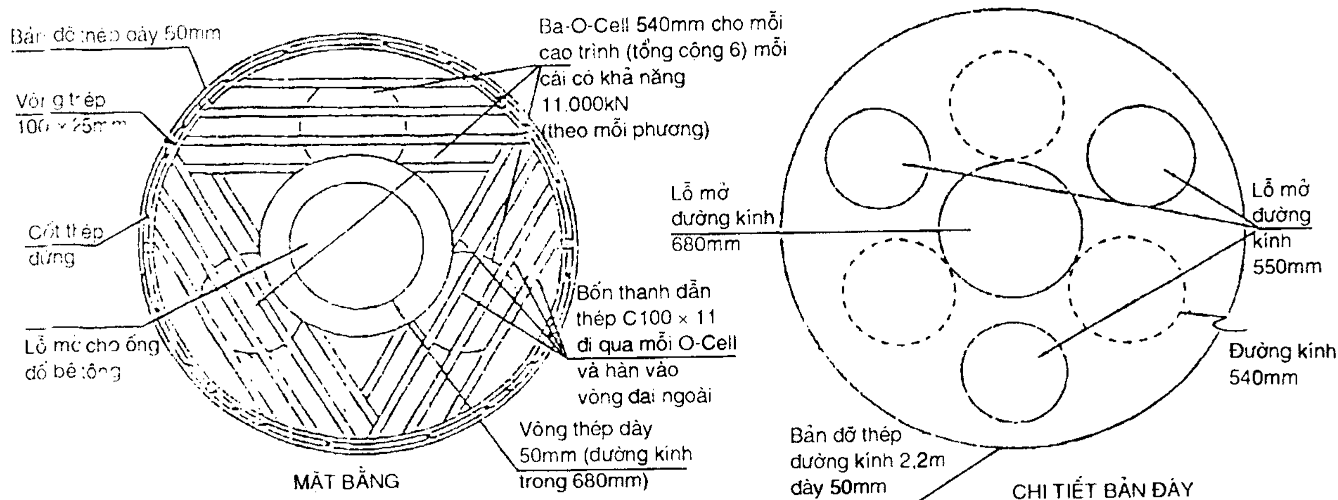



Đào và đổ đất thải
Độ thẳng đứng, bento.iit, độ sau ...
Kiểm tra cao trình đào
Hiệu chỉnh
Đạt
Không
Kiểm tra OK ?
Tiếp tục đào
Đạt
Không
Đến độ sâu yêu cầu ?
Đạt
Làm sạch ban đầu
Tài liệu công tác kiểm tra làm sạch
Kiểm tra làm sạch
Làm sạch lại
Không
Kiểm tra OK ?
Đạt
Chế tạo và lắp đặt các lồng cốt thép , các con kê, các ống siêu âm và phun vữa
Các tài liệu kiểm tra gồm : Của nhà máy chế tạo lồng cốt thép, các bản vẽ thiết kế và các hồ sơ kiểm tra của hộp Osterberg
Kiểm tra : Cốt thép, hàn, con kê, các hộp Osterberg và các thiết bị kèm theo ?
Đạt
Các công tác làm sạch và chuẩn bị trước khi đổ bê tông
Tiếp trang sau



Chú ý 1 : Chuẩn bị cho phun vữa : Mở van có lưới lọc với áp lực vừa đủ để đảm bảo van có lưới lọc được mở trong suốt quá trình đổ bê tông


Các tài liệu kiểm tra phun vữa
Kiểm tra trong quá trình phun vữa
Điều chỉnh theo yêu cầu
Đạt
Không
Kiểm tra OK ?
Tài liệu về công tác thí nghiệm
Thí nghiệm tải trọng Osterberg
Báo cáo kết quả thí nghiệm
Báo cáo công tác thí nghiệm
Các thí nghiệm được kỹ sư tư vấn chấp thuận ?
Đề xuất các kiến nghị đối với kỹ sư tư vấn
Phun vữa các hộp Osterberg
Báo cáo cuối cùng
Chuẩn bị báo cáo cuối cùng
Kết thúc



Hình 6.4: Chi tiết các bản gia cường đỡ hộp Osterberg

Ống thép phun vữa đường kính trong 20mm
Vòng thép
Tổ hợp đỡ trên dày 100mm
LVWDT
Tổ hợp đỡ dưới dày 100mm
MẶT CẮT NGANG CÁC O-CELL Ở CAO TRÌNH GIỮA

Thanh hướng ống đổ bê tông (không vẽ trên mặt bằng)
Cốt thép dứng (hàn dây vào vòng đai của tổ hợp đỡ trên)
Cọc khoan đường kính 2,4m
Hàn dây cốt thép vào vòng ngoài
Tổ hợp đỡ trên dày 100mm
Bề mặt của tấm cần phải geased
Bản thép đỡ dưới đường kính 2,2m dày 50mm
Hộp O-Cell 540mm sức chịu 11000 kN
Đáy thân cọc
MẶT CẮT NGANG CÁC O-CELL Ở CAO TRÌNH ĐÁY

***Hình 6.5:** Bố trí các hộp Osterberg cho các vị trí mũi và giữa thân cọc .*

Tình hình địa chất khu vực chôn các cọc khoan nhồi và các kết quả thu được trong các thí nghiệm thử tải cọc cho trong những hình dưới đây :

South Pier

-23m

Silty Clay - C2

-47 to -56m
Scour level

-42m

Clayey Sand - S2

-56m

95 m

Silty Clay - C3

Osterberg
Cell at - 75m

-93m

Sand S3

North Pier

16m

Sand - S1

-23m

Silty Clay - C2

-47 to -56m
Scour level

-42m

Clayey Sand - S2

-56m

91 to 95m

Silty Clay - C3

-88m

Sand-S3

-2m

Bùn sét - C1

-20m

Bùn sét - C2

-40m

Á sét - S2

86m

51m

Bùn sét - C3

Hộp Osterberg
đặt tại -68m

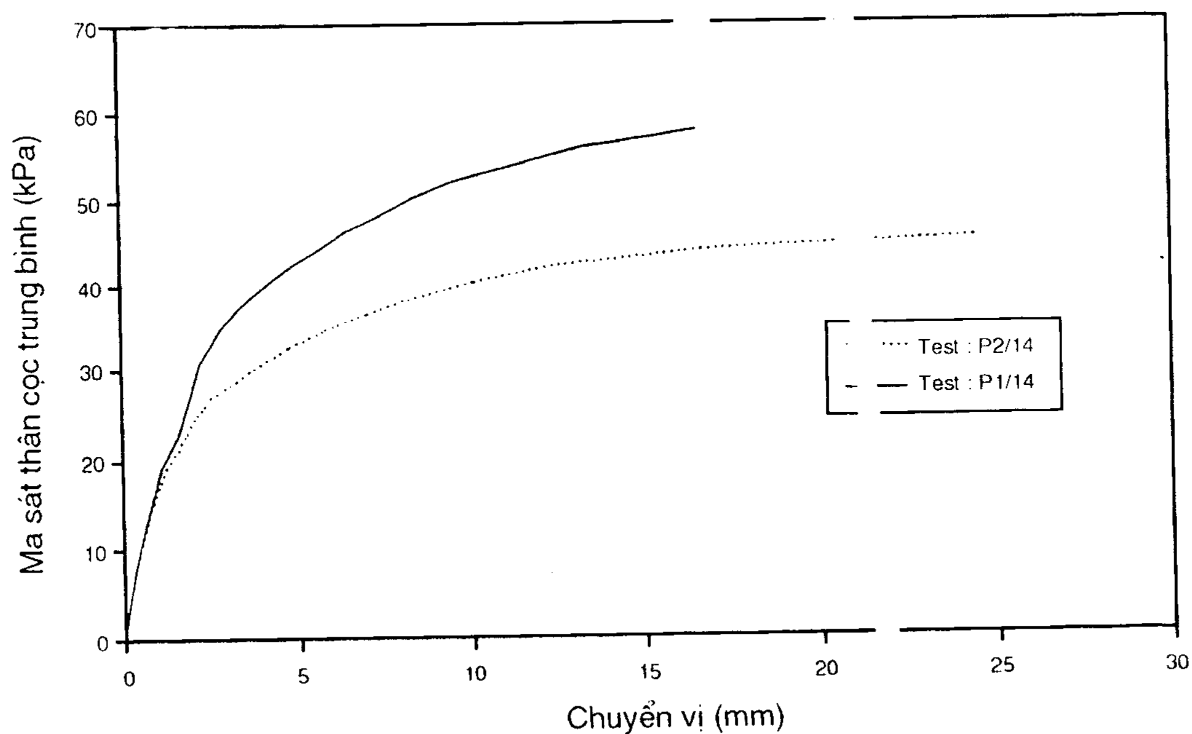
-70m

Cát - S3

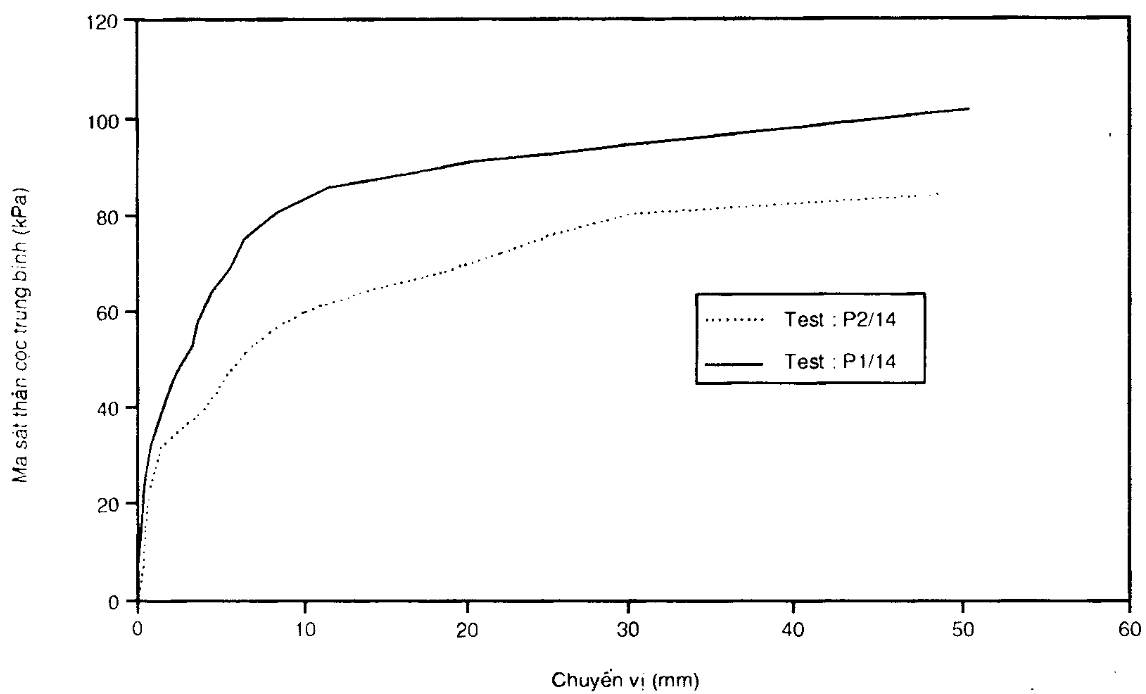
Hộp Osterberg
đặt tại -84m

Hình 6.6: *Mặt cắt đất các trụ tháp Bắc và Nam sơ đồ bố trí các hộp tải trọng.*

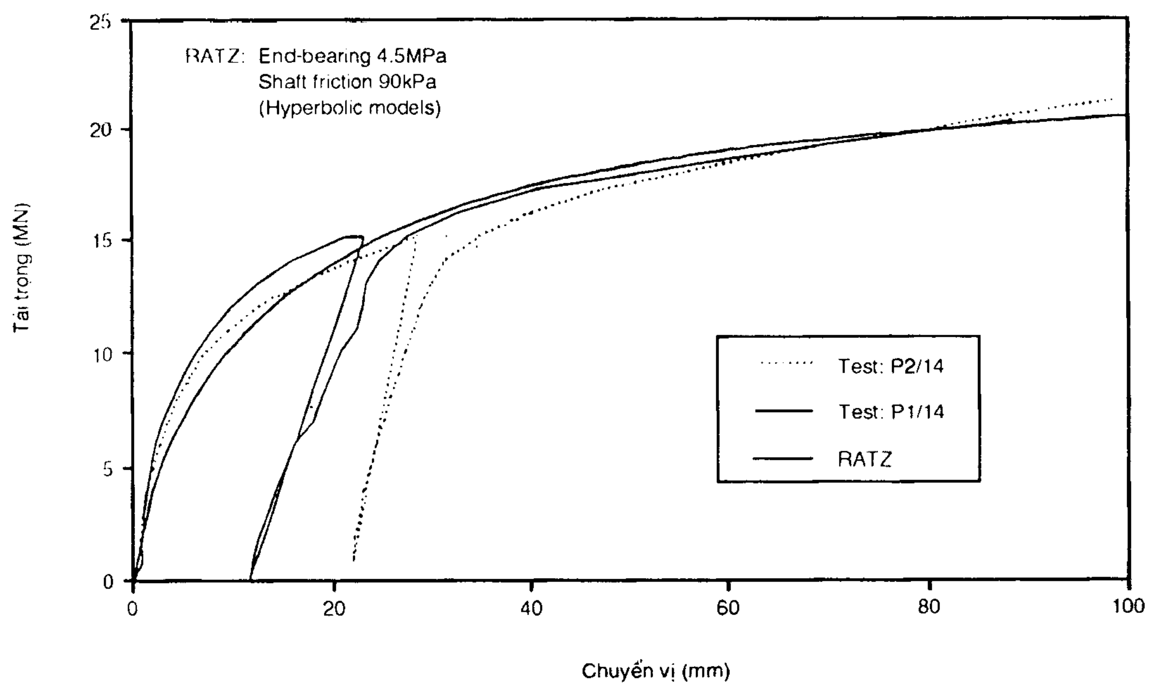
Hình 6.7: *Mặt cắt đất trụ mố neo Nam và sơ đồ bố trí các hộp tải trọng.*



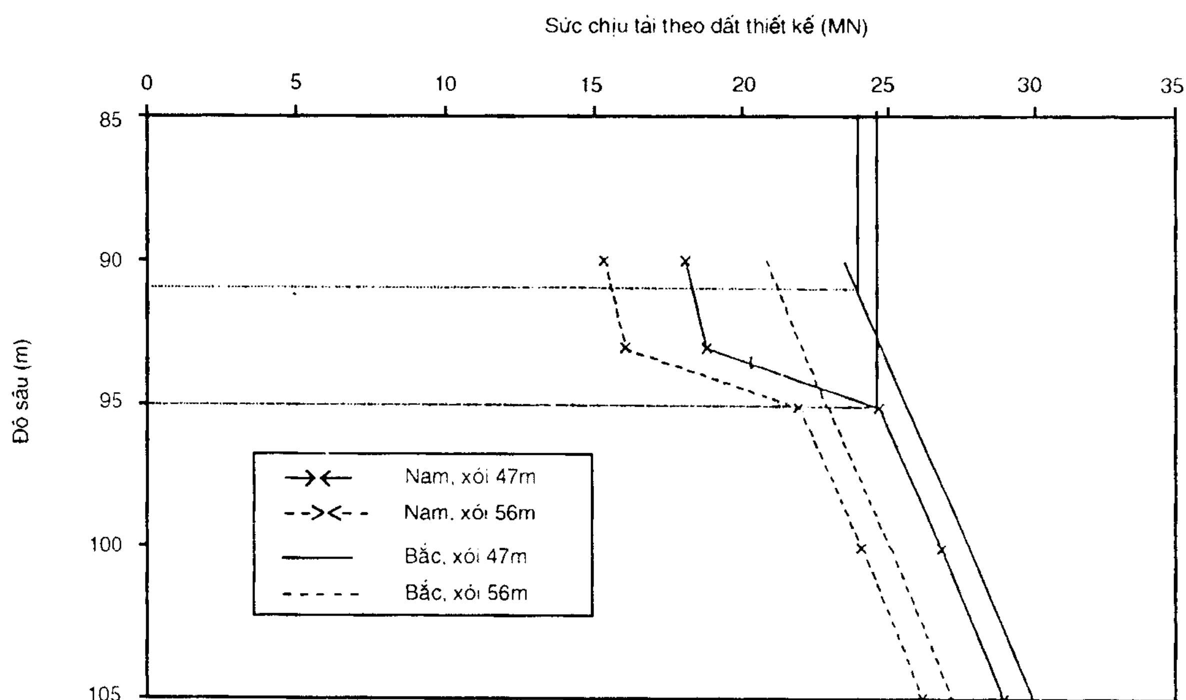
Hình 6.8: *Thí nghiệm chất tải cọc trụ mố neo Nam :*
Quan hệ của phân đoạn bên trên điểm E



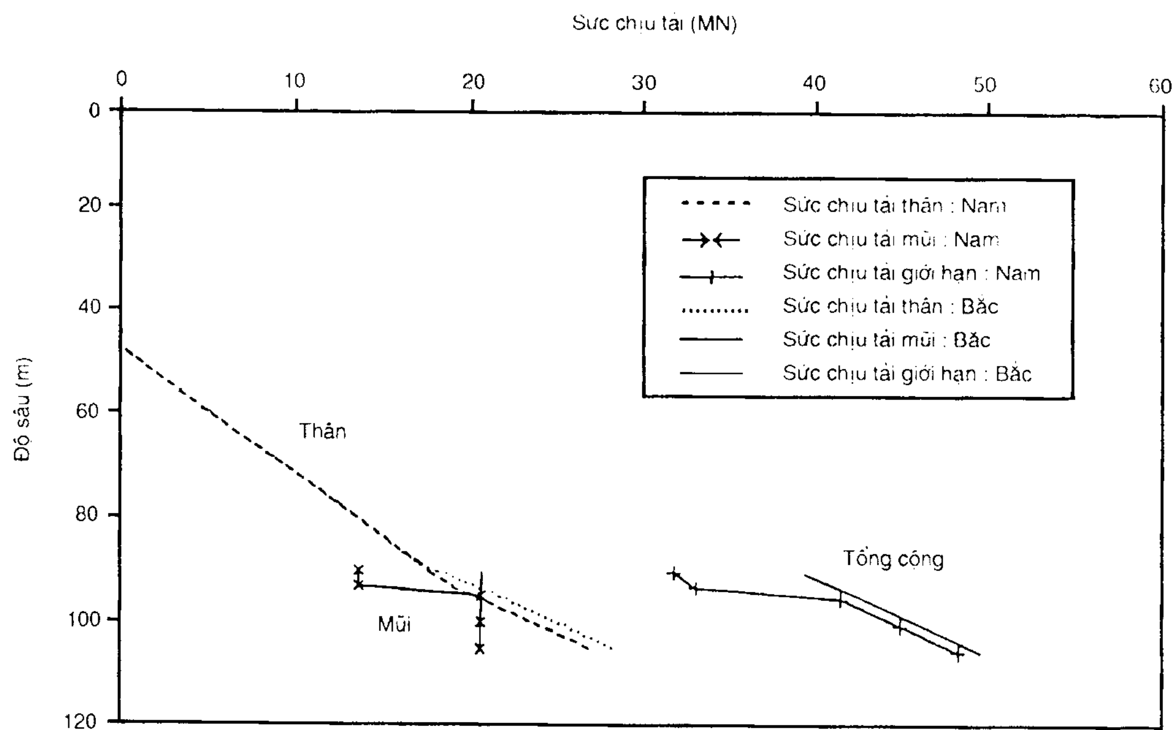
Hình 6.9 : Thí nghiệm chất tải cọc trụ mố neo Nam :
Quan hệ của phân đoạn từ A đến B



Hình 6.10 : Thí nghiệm chất tải cọc trụ mố neo Nam :
Quan hệ của phân đoạn ở mũi cọc



Hình 6.11: Các trụ neo Bắc và Nam, các đặc trưng thiết kế địa kỹ thuật



Hình 6.12: Các trụ neo Bắc và Nam, các đặc trưng giới hạn địa kỹ thuật

Từ các kết quả thí nghiệm ta đã rút ra kết luận sau :

(a) Các chỉ tiêu thiết kế về địa kỹ thuật :

- Sức chịu tải trong lớp cát S3 là 4,5 MPa, yêu cầu mũi cọc chôn sâu tối thiểu 2,5m.

- Trong lớp cát S3 ma sát thân cọc là 90 kPa

- Trong lớp sét C3 ma sát thân cọc là 55 kPa

- Trong tính toán đặc trưng địa kỹ thuật giới hạn lấy hệ số thành phần Φ = 0,72

- Cần phải trừ đi trọng lượng cọc bằng 0,057 MN/m trong đặc trưng thiết kế địa kỹ thuật khi so sánh với các tải trọng thiết kế.

Trên cơ sở đó người ta đã quyết định các đặc trưng thiết kế của móng cọc như sau :

- Sức chịu tải địa kỹ thuật thiết kế 24 MN (Φ = 0,9) đòi hỏi các cao trình mũi cọc là -95m (Nam) và -91 m (Bắc).

- Tải trọng thiết kế lớn nhất đối với tất cả các loại cọc là 24 MN, sau khi đã phân phối lại, là do tải trọng va tàu tại 45^0 gây ra.

- Tải trọng cọc lớn nhất khi tàu va tại 45^0 là 28 MN nhưng đã bị giảm do tải trọng phân bố lại thông qua kết cấu bên trên.

- Nếu tăng xói đến -56 m thì sẽ giảm đặc trưng thiết kế địa kỹ thuật 2,5 MN nhưng khi đó các tải trọng thiết kế cũng thấp hơn một giá trị tương tự

Đối với các cọc có bố trí hai tầng hộp quá trình chất tải được tiến hành như sau :

Giai đoạn chất tải thứ nhất : Hộp B mở (không cản trở dịch chuyển lên phía trên của đoạn cọc AB). Chất tải thông qua hộp A, do sức chống mũi giới hạn lớn hơn nhiều so với ma sát thành bên đoạn AB nên thí nghiệm sẽ đạt đến giới hạn ma sát trước, do đó phân tích kết quả thí nghiệm của giai đoạn này sẽ xác định được giá trị ma sát giới hạn đoạn AB.

Giai đoạn chất tải thứ hai : Hộp B đóng. Chất tải hộp A, do lúc này sức chống mũi giới hạn nhỏ hơn ma sát thành bên toàn bộ chiều dài thân cọc từ A đến đầu cọc nên trong thí nghiệm sẽ đạt đến sức chống mũi giới hạn trước, vì vậy từ thí nghiệm trong giai đoạn này sẽ xác định được sức chống mũi giới hạn của cọc.

Giai đoạn chất tải thứ ba: Hộp A đóng (mũi cọc làm việc bình thường). Chất tải hộp B. Lúc này ma sát thành bên đoạn thân cọc từ B lên đến đầu cọc nhỏ hơn tổng lực kháng của mũi cọc và ma sát thân cọc đoạn từ mũi cọc lên đến điểm B nên trong thí nghiệm sẽ đạt đến ma sát giới hạn đoạn từ B lên đầu cọc trước, vì vậy thí nghiệm trong giai đoạn này sẽ xác định được ma sát thành bên giới hạn đoạn từ B lên đến đầu cọc.

Sức chịu tải của cọc được xác định theo tổng ba thành phần đã xác định trong ba giai đoạn thử tải trên.

$$P = P_{mui\ gh} + P_{ms\ gh}^{AB} + P_{msgh}^{B\text{-}dau\ coc}$$

Hai cọc thí nghiệm với hai tầng hộp là những cọc của các mố neo có chiều sâu ngập đất lớn nên giá trị ma sát thành bên lớn và cần được xác định cho từng đoạn. Ba cọc thí nghiệm với một tầng hộp đặt ở mũi cọc là những cọc ở giữa sông có độ sâu ngập đất nhỏ hơn nhiều nên chỉ cần một giai đoạn chất tải cũng có thể xác định được ma sát thành bên giới hạn, hoặc sức chống mũi giới hạn.

Trong khi thí nghiệm tải trọng ở cầu Mỹ Thuận người ta cũng đã có được một số kinh nghiệm sau:

+ Theo các kết quả thí nghiệm, ma sát đơn vị thành bên thu được nhỏ hơn các trị số dự kiến theo các tài liệu khảo sát địa chất (chỉ đạt từ 50 - 80% giá trị dự kiến). Theo các chuyên gia nền móng của Úc, Mỹ và Đức thì có thể do những nguyên nhân sau :

(a) Do đường kính cọc lớn nên khi đông cứng, bê tông có hiện tượng co ngót và kém tiếp xúc với thành đất bao quanh.

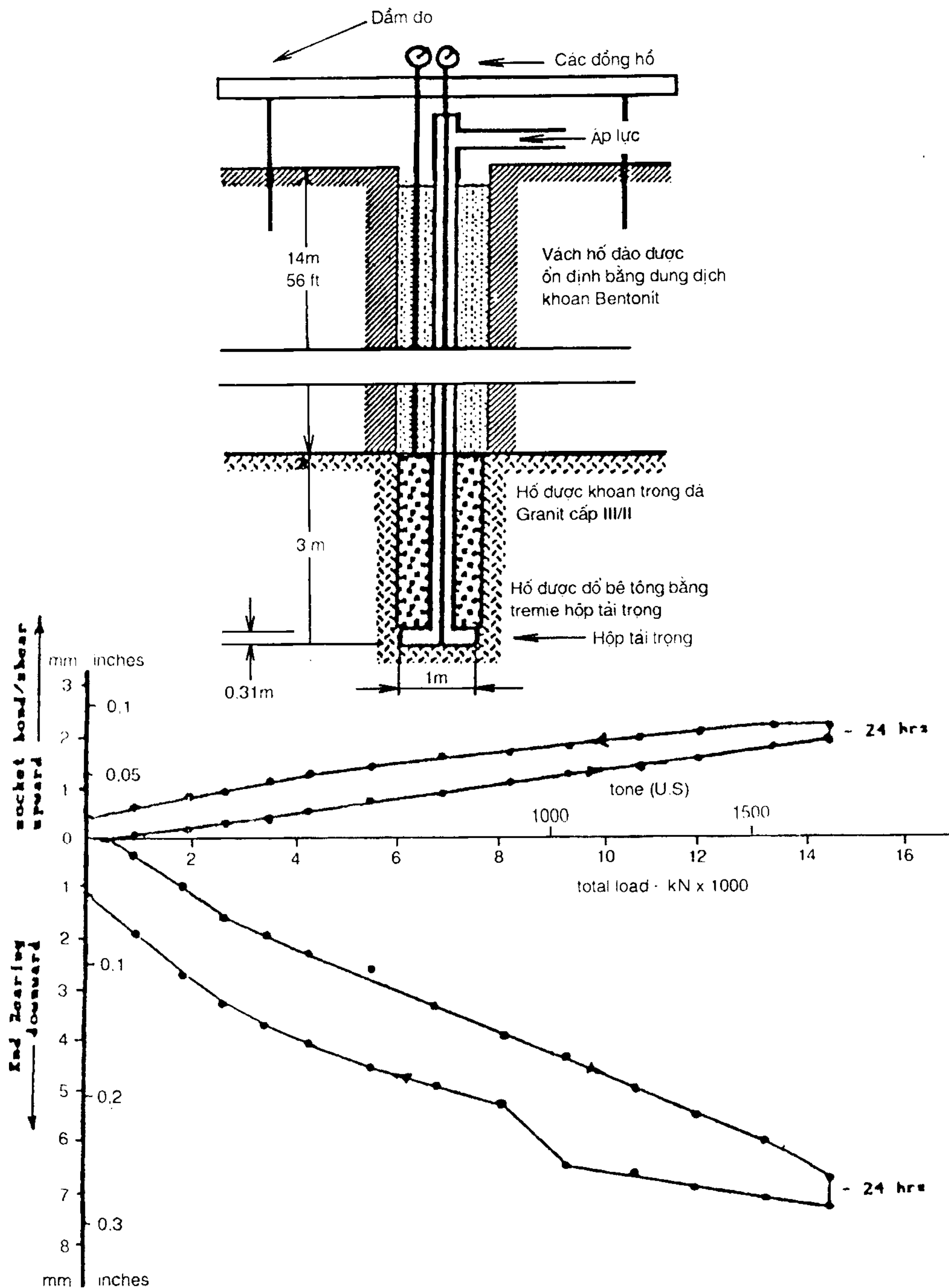
(b) Do công nghệ thi công cọc khoan có sử dụng vữa Ben tô nít và áp lực dung dịch vữa lên thành vách lớn nên khi đào đã hình thành một vỏ sét cứng, nhẵn ảnh hưởng đến ma sát giữa bê tông và đất bao quanh.

Do vậy người ta đã có các biện pháp công nghệ bổ sung như sử dụng phụ gia trương nở, dùng một thiết bị thả vào trong thành lỗ khoan để tạo nhám bằng các bàn chải cáp cứng. Người ta cũng dự kiến đặt các ống phun vữa ra ngoài thành bê tông sau khi đã đông cứng để tăng ma sát giữa thân cọc và đất, nhưng khó khăn về công nghệ nên đã không thực hiện được giải pháp này.

+ Các số liệu về sức chống ở mũi tương đối phù hợp giữa kết quả thí nghiệm và dự kiến.

6.2. Dự án Hung Tung Lau - Hồng Kông

Thí nghiệm được tiến hành cho cọc khoan nhồi đường kính 1 m, chiều dài cọc 17 m, trong đó có 3 m mũi cọc đặt trong lớp đá Granit có độ cứng 2 và 3 ,đây là công trình cho một cầu đường sắt ở Hồng Kông, theo tính toán của thiết kế tải trọng thiết kế trên mỗi cọc là 6600 kN, hệ số an toàn là 2 và chỉ khai thác thành phần ma sát. Một hộp tải trọng loại 3000 T đã được đặt ở mũi cọc và tiến hành thử cho đến phá hoại. Sơ đồ bố trí thí nghiệm và kết quả như trên hình 6.13. Từ thí nghiệm này người ta đã rút ra được một số kết luận sau :



Hình 6.13

- Thí nghiệm không được tiến hành cho đến khi phá hoại thiết bị. Thiết bị đã thử đến 3000 T mà không có hư hỏng, tuy nhiên trong thí nghiệm này đã dừng tăng tải ở mức 1640 T.
- Cả hai đường cong chuyển vị hướng lên trên và hướng xuống dưới gần như tuyến tính và có độ lún rất nhỏ khi đạt tải trọng cực đại, điều đó cho thấy cả hai lực

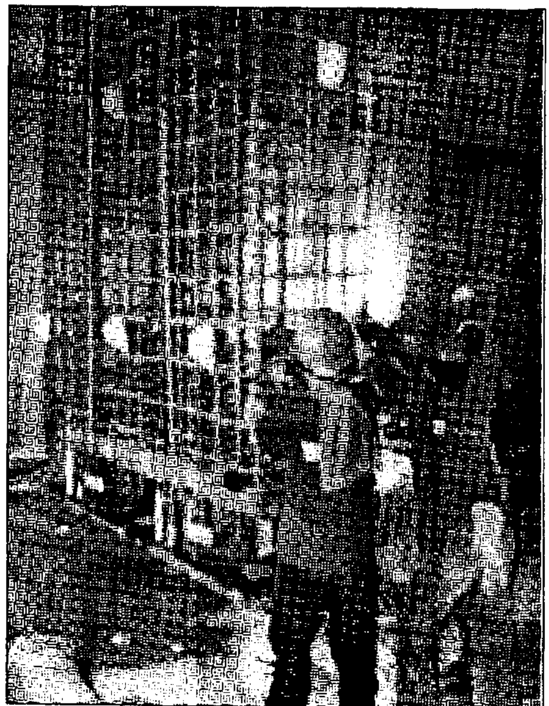
bám dính thành bên và sức chống ở mũi còn cách trạng thái phá hoại rất xa. Chuyển vị tổng cộng dưới mức tải cực đại 1640 T được giữ trong 24 giờ là cực kỳ nhỏ, điều đó cho thấy có rất ít, hoặc không có độ lún đột ngột.

- Cọc khoan nhồi này đã được thiết kế chỉ với lực ma sát thành bên và không cho phép xẩy ra sức chống ở mũi. Thí nghiệm đã chỉ ra rằng mũi cọc có thể chịu được tải trọng thí nghiệm cực đại và được dùng cùng với thành phần ma sát trong thiết kế, do vậy có thể tăng gấp đôi tải trọng thiết kế cho phép, hoặc giảm độ sâu ngàm vào trong đá Granit để chịu tải trọng thiết kế.
- Nếu tiến hành, đến hết khả năng tạo tải của thiết bị hoặc phá hoại của cọc (nếu nó xẩy ra trước) thì cả hai tải trọng thiết kế cho phép về ma sát và sức chống mũi có thể được tăng tương ứng và cho phép giảm độ sâu ngàm cọc cần thiết.
- Nếu thực hiện điều nói trên trong thí nghiệm này thì sẽ giúp giảm thời gian phải sử dụng máy khoan đá để khoan đến độ sâu yêu cầu.
- Cọc thí nghiệm có thể được sử dụng lại như một cọc làm việc đơn giản bằng cách phun vữa vào trong hộp tải trọng sau khi đã hoàn thành thí nghiệm. Điều này cũng đã được thực hiện tại nhiều thí nghiệm Osterberg khác.

6.3. Thí nghiệm Osterberg cho cọc baret

Ở Việt Nam, năm 1995 tại công trình nhà VIETCOMBANK Hà Nội đã tiến hành thí nghiệm thử tải cho cọc baret bằng hộp Osterberg với tải trọng thử 1200T.Việc thí nghiệm đã được tiến hành bởi các công ty Loadtest và Soil dynamic (Malaysia).

Năm 1997, tại dự án Alfaro's Peak ở Trung tâm Manila Philipin đã tiến hành thử tải cho cọc baret có chiều sâu 28,2 m. Tải trọng thử lớn nhất lên đến 2150 T gồm cả hai thành phần ma sát thành bên và sức chống ở mũi. Thí nghiệm được tiến hành bởi các công ty Loadtest, Bachy-Soletanche và một nhà thầu địa phương. Hình ảnh dưới đây thể hiện khung cốt thép của cọc đã lắp hai hộp tải trọng 1200 T ở dưới đáy khung.

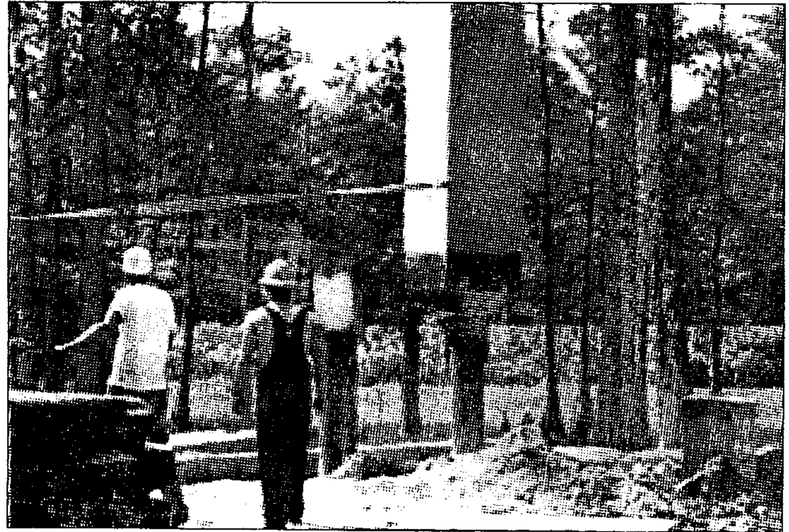


Hình 6.14: *Lắp đặt hai hộp Osterberg 1200 T để thử tải đến 2150 T cho cọc baret sâu 28,2 m ở Philipin.*

6.4. Thử tải Osterberg cho cọc đóng

Việc áp dụng hộp tải trọng cho cọc đóng đã được áp dụng khá rộng rãi ở

Mỹ. Năm 1997, Sở Giao thông Louisiana đã có chương trình nghiên cứu ảnh hưởng của thời gian đến sức chịu tải của cọc tại dự án di dời dân để xây dựng cầu Bayou Boeuf ở thành phố Morgan. Các hộp Osterberg được gắn ở mũi cọc bê tông cốt thép đúc sẵn vuông 75×75 cm. Một chương trình thí nghiệm để xác định sức mang tải ma sát thành bên theo từng khoảng thời gian trong vòng 2 năm.



***Hình 6.15:** Chuẩn bị đóng cọc có gắn hộp Osterberg ở mũi.*

Ba loạt thí nghiệm đầu tiên được tiến hành tại các thời điểm một tuần,ba tuần và năm tuần sau khi đóng. Các thí nghiệm khác được tiến hành sau 6 tháng, 12 tháng và 24 tháng kể từ khi đóng cọc.

Một hộp tải trọng 900T có tầm hành trình 23 cm đã được gắn cho cọc vuông có cạnh 75 cm, dài 43 m . Cọc được gắn các thiết bị đo trên toàn bộ chiều dài để nghiên cứu sự làm việc trong suốt chiều dài chôn cọc. Do điều kiện đất cát chặt nên việc đóng cọc rất khó khăn và phải dùng búa thuỷ lực HPSI 2005. Cọc được đóng cho đến khi đạt được sức kháng cực đại với 267 nhát búa cho 30 cm cuối cùng và độ chối cuối cùng là 6 mm. Kết quả thí nghiệm cho thấy rõ việc tăng ma sát thành bên và giúp cho Sở Giao thông Louisiana đánh giá được hiệu quả của ảnh hưởng tuổi đến sự làm việc của hệ móng để thiết kế hệ móng kinh tế nhất cho các hạng mục công trình tiếp theo.



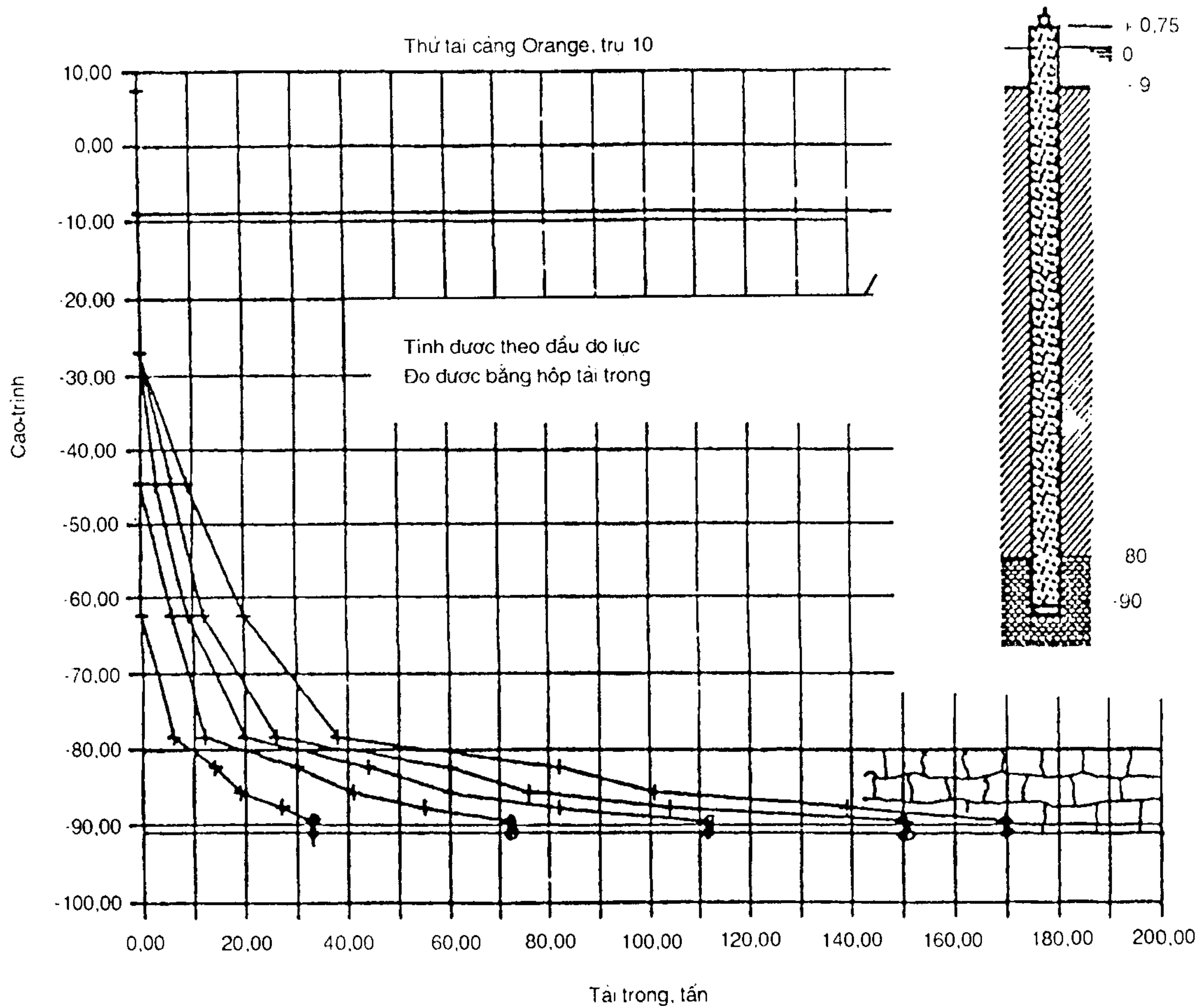
***Hình 6.16:** Bố trí hộp tải trọng và các thiết bị đo, phun vữa cho cọc khoan nhồi (Dự án KCR West Rail-Hong kong).*

6.5. Các thí nghiệm hiện trường kiểm chứng phương pháp Osterberg

(a) Thí nghiệm ở cảng Orange, Florida

Chương trình thí nghiệm được Cục Đường bộ Liên bang Mỹ tài

trợ nhằm giải quyết vấn đề đánh giá độ chính xác của kết quả thu được từ thử tải theo phương pháp Osterberg, để thực hiện việc này người ta đã tiến hành thí nghiệm cho một cọc khoan nhồi bê tông đường kính 1m. Trên thân cọc gắn các đầu đo tuyến tính loại dây rung để đo các giá trị tải trọng dọc theo thân cọc trong quá trình thí nghiệm Osterberg. Kết quả của các giá trị đo được bằng các đầu đo dọc theo thân cọc và bằng hộp Osterberg cho trong hình vẽ dưới đây.

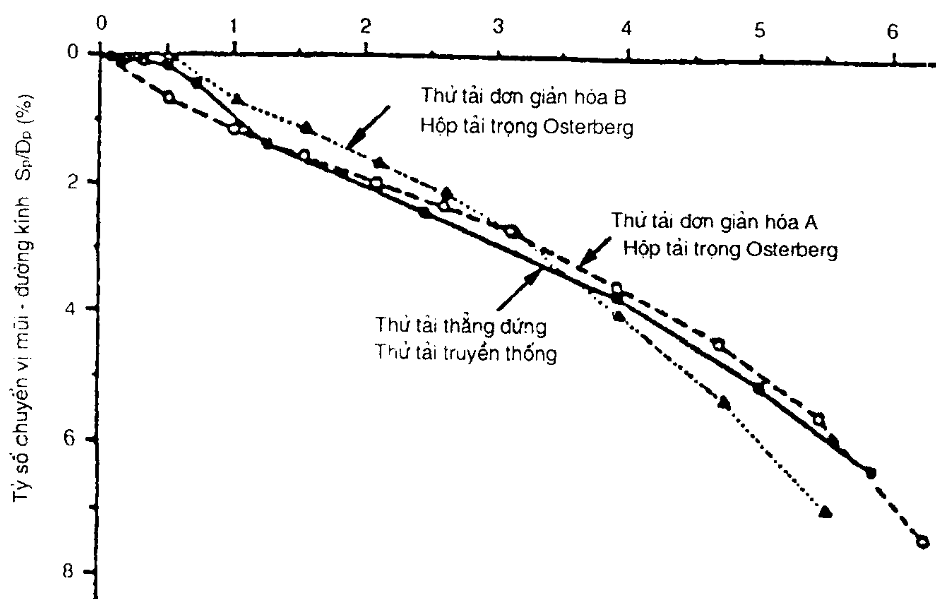


Hình 6.17: Biểu đồ phân bố tải trọng dọc theo thân cọc thu được từ các đầu đo dây rung và hộp Osterberg tại cảng Orange, Florida

Trong biểu đồ trên các dấu cộng thể hiện lực tổng cộng tại cao trình đặt các đầu đo (bằng cách nhân ứng suất đọc được với mô đun đàn hồi và diện tích tiết diện ngang của cọc). Mỗi một đường vẽ qua các điểm này thể hiện sự giảm dần lực trong thân cọc khi đi lên tính từ các hộp Osterberg cho từng gia số tải trọng cho đến mức tải 170 T.Hai dãy ký hiệu o ở đáy ứng với mỗi cấp tải thể hiện tải trọng trên đỉnh và mũi cọc đo được theo áp lực đã đặt. Điều này, cho thấy hai phép đo khác nhau đã cho kết quả giống nhau. Nó cũng cho biết lực dính bám của đất và vữa với hộp tải trọng là nhỏ và có thể bỏ qua.

(b)Thí nghiệm ở Osaka Nhật Bản

Đã tiến hành thí nghiệm trên nhiều cọc giống nhau trên cùng một hiện trường ở Osaka. Các cọc có cùng chiều dài và tiết diện.Cọc tròn đường kính 120cm, dài 38 m. Khoảng 3 m phía trên là các lớp cát, bùn, cuội sỏi hay sét,còn lại là chôn trong cát rất chặt. Đã tiến hành thử tĩnh truyền thống bằng hệ kích đặt trên đầu cọc, gia tải bằng hệ các cọc neo. Cọc này được gắn các đầu đo trên toàn bộ chiều dài cọc. Để mô phỏng điều kiện làm việc của tầng hầm đã dùng một ống vách rộng hơn ở đoạn 18 m phía trên của cọc để loại bỏ ma sát thành bên của cọc này. Một cọc khác(Thí nghiệm đơn giản A) có hộp tải trọng ở đáy và cũng bị loại ma sát đến độ sâu 18 m. Cọc thứ ba (Thí nghiệm đơn giản B) cũng có hộp tải trọng ở đáy nhưng không loại ma sát ở phần 18 m phía trên.



***Hình 6.18:** Các kết quả thí nghiệm ở Osaka, Nhật Bản.*

Hình 6.18 trình bày đường cong tải trọng - chuyển vị ở đáy cho cả ba trường hợp thí nghiệm.Các tải trọng dưới dạng tải trọng trên một đơn vị diện tích và chuyển vị dưới dạng độ lún /đường kính tính theo phần trăm.Tải trọng đặt đến 880T (US) và chuyển vị xuống dưới khoảng 10 cm.Theo các hình này cho thấy đường cong sức chống mũi cọc-chuyển vị nhận được từ thí nghiệm truyền thống bằng cách lấy tải trọng tổng cộng đặt trên đỉnh cọc trừ đi phần ma sát bên trên nhận được từ các đầu đo ứng suất rất trùng với đường cong sức chống mũi cọc-chuyển vị nhận trực tiếp từ hộp tải trọng trong thí nghiệm A.Thí nghiệm B cũng khá trùng cho biết ảnh hưởng của phần ma sát bên trên 18 m là không đáng kể.Sau đó đã tiến hành các thí nghiệm khác với 3 m trên tự do cũng cho thấy các kết quả tương tự.Nó cũng chứng tỏ trong trường hợp này ma sát và sức chống mũi tương tự nhau khi cọc bị nâng lên từ đáy hoặc bị ấn xuống từ đầu cọc.

Chương 7
MỘT SỐ PHƯƠNG PHÁP KIỂM TRA KHÁC

1. CÁC PHƯƠNG PHÁP KIỂM TRA HÌNH HỌC LỖ CỌC SAU KHI ĐÀO

Khi thi công cọc khoan nhồi trong trường hợp không dùng các ống vách thì thành vách hố đào có thể bị sạt lở nên việc kiểm tra kích thước hình học lỗ cọc trước khi đổ bê tông là việc làm rất quan trọng. Nội dung kiểm tra này nhằm biết được : đường kính lỗ cọc trên suốt độ sâu hố đào, độ nghiêng của lỗ cọc so với phương thẳng đứng, hoặc so với phương thiết kế trong trường hợp cọc nghiêng. Ngoài ra, nó còn cần thiết khi cọc có mở rộng đáy (bầu) và đồng thời kiểm tra độ lắng cặn ở đáy hố đào khi sử dụng vữa ben tô nít để ổn định thành vách.

Nhằm các mục tiêu trên, người ta đã chế tạo ra nhiều loại thiết bị để kiểm tra kích thước hình học lỗ cọc sau khi đào, dưới đây sẽ trình bày một số phương pháp và thiết bị tương đối phổ biến trong thực tế thi công cọc khoan nhồi.

1.1. Thiết bị đo trực tiếp đường kính

Thiết bị đo trực tiếp đường kính lỗ cọc gồm 3 bộ phận chính : đầu đo, bộ phận phóng đại và bộ phận ghi (xem hình 7.1). Thiết bị này có thể đo được đường kính lỗ cọc đến 1,2 m. Nguyên tắc hoạt động của thiết bị là do cơ cấu co dãn đàn hồi của 4 "ăng ten" ở đầu đo mà làm thay đổi điện trở, do đó làm thay đổi điện áp. Kết quả sự thay đổi đó được hiển thị bằng số và máy ghi lưu trữ. Giá trị điện áp hiển thị và đường kính cọc có mối quan hệ như sau :

$$\phi = \phi_0 + k\frac{\Delta V}{I} \qquad (7\text{-}1)$$

Trong đó : ϕ - Đường kính lỗ cọc đo được, m;

ϕ_0 - Đường kính lỗ cọc lúc đầu, m;

ΔV - Biến đổi điện áp, Vôn ;

k - Hệ số m/Ω;

I - Cường độ dòng điện, Ampe.

1.2. Thiết bị đánh giá toàn diện hình học lỗ cọc

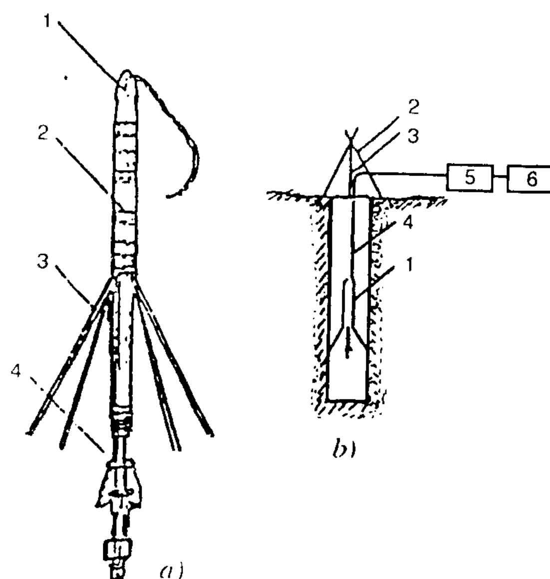
Để đánh giá toàn diện kích thước hình học, tình trạng thành vách và độ nghiêng lỗ cọc người ta sử dụng phương pháp siêu âm để kiểm tra lỗ cọc sau khi đào.

a) Đầu đo

1. Dây điện
2. Ống kín
3. Que đo kiểu "ăng ten"
4. Bộ phận giữ chân que

b) Bố trí thiết bị đo

1. Đầu đo
2. Giá ba chân
3. Dây cáp
4. Dây điện
5. Bộ phóng đại
6. Máy ghi



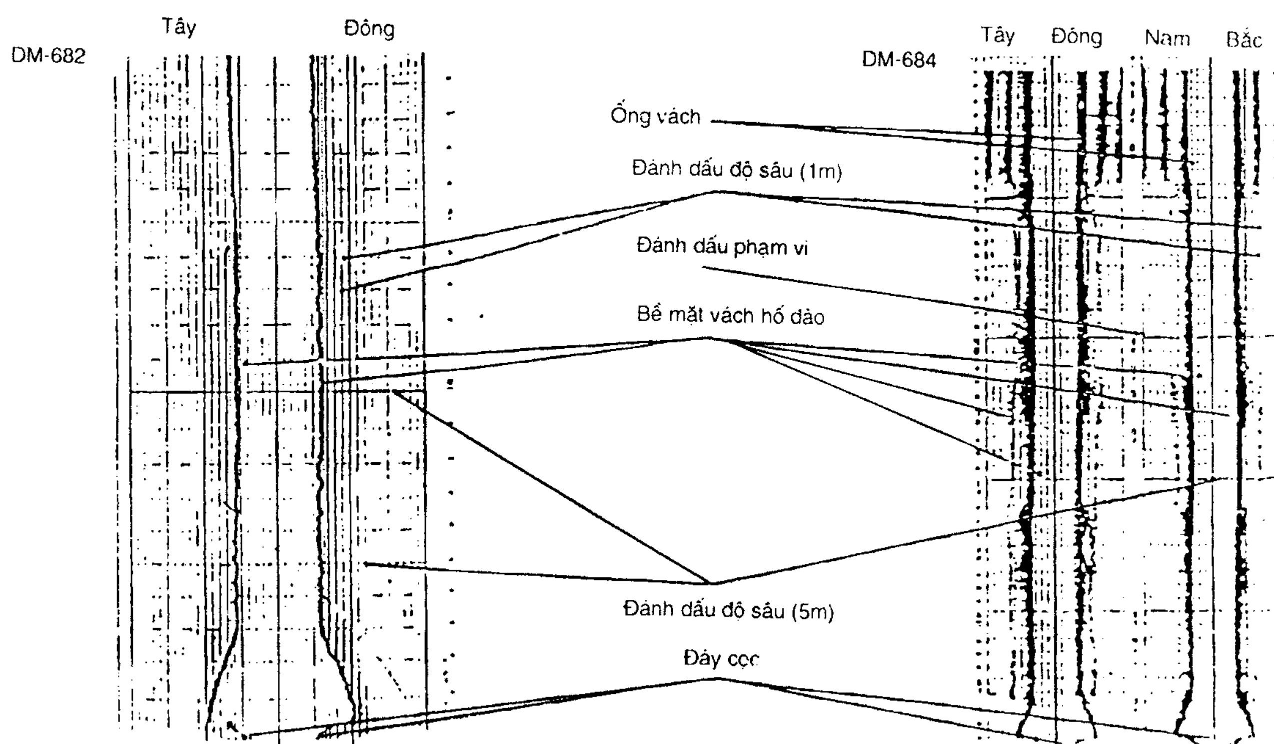
***Hình 7.1:** Thiết bị đo đường kính lỗ cọc*

Trên hình 7.2 là thiết bị được chế tạo theo nguyên tắc đó của Nhật Bản. Loại thiết bị DM-682 (DM-684) có thể đo sâu đến 100 m và đường kính lỗ cọc 4 m. Bảng 7.1 thể hiện tính năng kỹ thuật của hai thiết bị nói trên.

Bảng 7.1. Đặc tính kỹ thuật của các thiết bị DM-682 và DM-684 (Hãng Koden - Tokyo -Nhận Bản)

		DM-682		DM-684	
Hệ thống ghi		Ghi đơn		Ghi đồng thời	
Phương pháp ghi		Ghi tuyến tính bằng đai ghi			
Hệ thống đo		Hệ thống đầu đo bằng siêu âm			
Giấy ghi		Loại giấy ghi cảm ứng điện 250 mm x 20 m			
Dải đo		Dải	Di chuyển 0%	Di chuyển 50%	Di chuyển 100%
		0,5 m	0 ÷ 0,5 m	0,25 ÷ 0,75m	0,5 ÷ 1m
		1m	0 ÷ 1 m	0,5 ÷ 1,5 m	1 ÷ 2 m
		2 m	0 ÷ 2 m	1 ÷ 3m	2 ÷ 4 m
		4 m	0 ÷ 4 m	2 ÷ 6 m	4 ÷ 8 m
Tốc độ giấy	Hằng số	7,5 mm/min, 15 mm/min, 30 mm/min và 50 mm/min			
	Đồng bộ	Vị trí	Tốc độ giấy	Độ sâu	
		1/40	25 mm	1 m	
		1/50	20 mm	1 m	
		1/100	10 mm	1 m	
		1/200	5 mm	1 m	
Đánh dấu độ sâu		1 m một và 5 m một			
Tốc độ nâng hạ đầu đo		Thay đổi từ 0 ÷ 20 m/ phút			
Độ sâu đo được lớn nhất		108 m			
Nguồn điện		220 V AC, 50/60 Hz. Khoảng 500 VA với 220 V AC			
Nhiệt độ môi trường làm việc		- $10^{0}C \div +50^{0}C$			

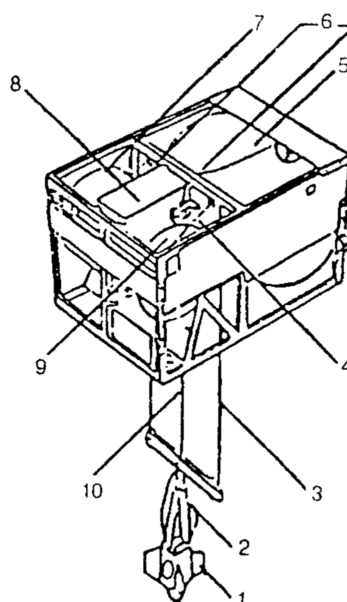
Dưới đây là ví dụ về kết quả đo thu được từ 2 loại máy DM-682 và DM-684.



Hình 7.2: Các kết quả thu được từ thiết bị DM-682 và DM-684

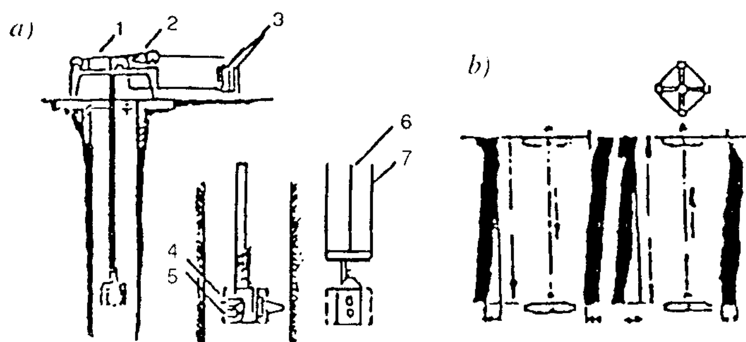
Ở công trình cầu Mỹ Thuận thiết bị trên đã được sử dụng để kiểm tra lỗ cọc khoan nhồi đường kính 2,5 m và sâu 96 m. Hình 7.3 thể hiện trình tự thao tác của thiết bị và hình 7.4 thể hiện một kết quả thu được tại cầu Mỹ Thuận.

1. Đầu đo;
2. Bộ phận ngăn nước;
3. Dây cáp bằng thép;
4. Bộ phận khống chế lên xuống;
5. Ống cuốn dây điện;
6. Bộ phận khống chế lúc xuống;
7,9. Ống cuốn dây cáp;
8. Động cơ điện;
10. Dây điện.

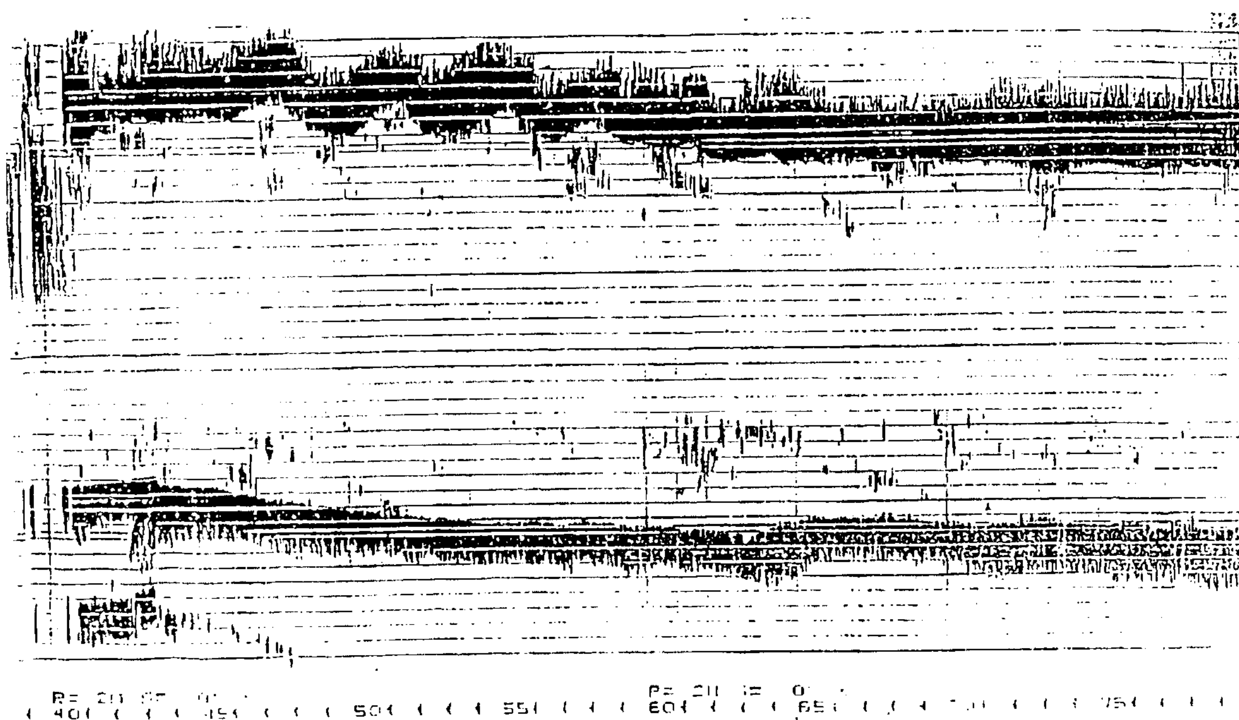


Hình 7.3: Thiết bị đo thành vách, lỗ cọc DM-686II

1 - Máy điện;
2 - Bộ phận không chế tốc độ của giấy ghi;
3 - Máy ghi;
4 - Đầu phát;
5 - Đầu thu;
6 - Dây điện;
7 - Dây cáp



Hình 7.4: Sơ đồ làm việc (a) và kết quả đo vẽ thành vách và độ nghiêng lỗ cọc (b) của máy DM-686II



Hình 7.5

Tại công trình cầu Mỹ Thuận người ta đã xác định được độ nghiêng thực tế của một trong những lỗ đào là 0,6/94 m = 0,63%.

1.3. Các phương pháp đo bề dầy lớp cặn lắng

Do lớp cặn lắng ảnh hưởng xấu đến sức chịu tải của cọc và độ lún của công trình nên trong thực tế thi công người ta rất quan tâm đến việc xác định bề dày của lớp cặn lắng ở đáy lỗ cọc. Hiện có nhiều phương pháp để xác định, tuy nhiên việc xác định trực tiếp vẫn cho kết quả tin cậy hơn các phương pháp gián tiếp. Dưới đây sẽ trình bày các phương pháp trực tiếp và gián tiếp.

(a) Phương pháp trùy rơi

Dùng truỳ hình côn bằng kim loại nặng khoảng 1 đến 2 kg và có cấu tạo như một quả rọi có dây buộc bên trên. Thả quả truỳ vào trong lỗ khoan, theo cảm giác tay phán đoán bề dầy của lớp cặn lắng. Phương pháp này thủ công, phụ thuộc nhiều vào người đo và chỉ thích hợp với các độ sâu nhỏ.

(b) Phương pháp điện trở

Dựa vào tính dẫn điện khác nhau của môi trường không đồng chất : nước, dung dịch giữa thành và các hạt cặn lắng mà phán đoán chiều dày lớp cặn lắng này bằng sự thay đổi của điện trở.

Theo định luật Ôm :

$$V_2 = V_1 \frac{R}{R_x + R} \qquad (7\text{-}2)$$

Trong đó : V_1 - Điện áp ổn định của dòng xoay chiều (V)

V_2 - Điện áp đo được (V)

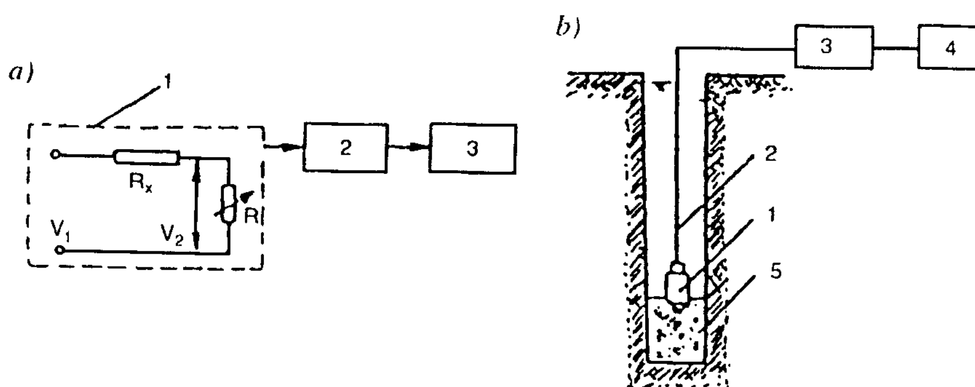
R - Điện trở điều chỉnh (Ω)

R_x - Trị điện trở của đất ở đáy lỗ (Ω)

R_x phụ thuộc vào môi trường, nó có các giá trị khác nhau ứng với trị điện áp V_2 khác nhau, V_2 đọc được ở máy phóng đại. Cách đo như sau : thả chậm đầu đo vào lỗ khoan, theo dõi sự thay đổi V_2, khi kim chỉ V_2 biến đổi đột ngột, ghi lại độ sâu h_1, tiếp tục thả đầu dò, kim chỉ V_2, ghi lại độ sâu h_2..., cho đến khi đầu đo không chìm được nữa, ghi lại độ sâu h_3. Độ sâu của cọc khoan đã biết là H nên có thể tính chiều dày lớp cặn lắng là :

$$(H - h_1) \text{ hoặc } (H - H_2) \text{ hoặc } (H - h_3)...$$

Trên hình 7.6a trình bày nguyên lý xác định chiều dày lớp cặn lắng bằng phương pháp điện trở.



***Hình 7.6** : Sơ đồ nguyên lý đo cặn lắng*

a) Phương pháp điện trở : 1- Đầu đo; 2-Bộ khuyếch đại; 3-Bộ chỉ thị.

b) Phương pháp điện dung : 1. Đầu đo; 2. Dây điện; 3. Nguồn điện khởi động; 4. Bộ chỉ thị; 5. Cặn lắng.

(c) Phương pháp điện dung

Dựa vào nguyên lý khoảng cách giữa hai cực bản kim loại và kích thước giữa chúng không thay đổi thì điện dung và suất điện giải của môi trường tỷ lệ thuận với nhau; suất điện giải của môi trường nước + dung dịch giữ thành + cặn lắng... có sự khác biệt, do đó từ sự thay đổi của suất điện giải ta suy được chiều dày lớp cặn lắng. Trên hình 7.6b trình bày sơ đồ bộ đo cặn lắng bằng phương pháp điện dung. Ví dụ một lỗ khoan được giữ bằng dung dịch sét, sâu 13m, khi đầu đo trong dung dịch cho trị số điện dung 19 μF, khi đầu đo đi vào lớp cặn lắng điện dung giảm xuống 5μF, cho mô tơ khởi động tạo ra dao động ngang để đầu đo tiếp tục chìm xuống, lúc này điện dung đọc được 4 - 6 μF, vậy lớp cặn lắng là hiệu số độ sâu lỗ vừa khoan xong và độ sâu ứng với độ sâu có điện dung đột ngột giảm.

(d) Phương pháp siêu âm

Dựa vào nguyên lý phản xạ của sóng âm khi gặp các mặt phân cách trên đường truyền sóng. Đầu đo làm hai chức năng phát và thu. Khi sóng gặp mặt lớp cặn lắng phản xạ lại, ghi được thời gian này là t_1, khi gặp đáy lớp cặn (đất đá nguyên dạng) phản xạ lại, ghi được t_2, chiều dày lớp cặn lắng sẽ là :

$$h = \frac{t_2 - t_1}{2} C \quad (7\text{-}3)$$

Trong đó : h - Độ dày lớp cặn lắng, m;

t_1 và t_2 - Thời gian phát và thu khi sóng gặp mặt và đáy lớp cặn lắng, giây;

C - Tốc độ sóng âm trong cặn lắng, m/giây.

Thật ra cặn lắng hình thành trong suốt thời gian tạo lỗ cho đến trước lúc đổ bê tông, trạng thái của lớp này từ trên xuống ở thể lỏng → đặc → hạt. Do vậy, thế nào là cặn lắng cũng không có định nghĩa rõ ràng và cũng không có một bề mặt phân cách cặn lắng cụ thể nên các phương pháp xác định gián tiếp cũng không thể chính xác được.

2. PHƯƠNG PHÁP DAO ĐỘNG - TRỞ KHÁNG CƠ HỌC

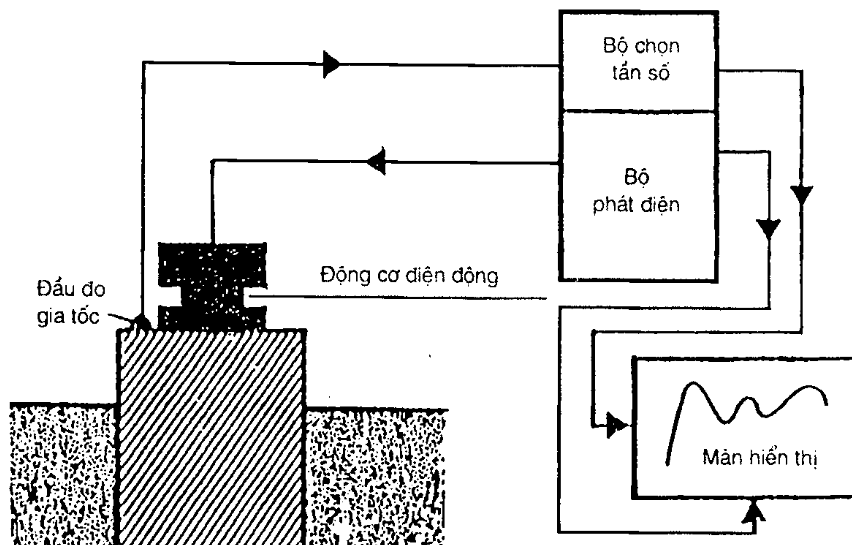
Sơ đồ nguyên tắc của phương pháp này được thể hiện trong hình vẽ dưới đây :

Bộ thiết bị MIMP 15 do Trung tâm nghiên cứu thực nghiệm xây dựng và các công trình công cộng của Pháp chế tạo. Bộ thiết bị này bao gồm các bộ phận chính như sau :

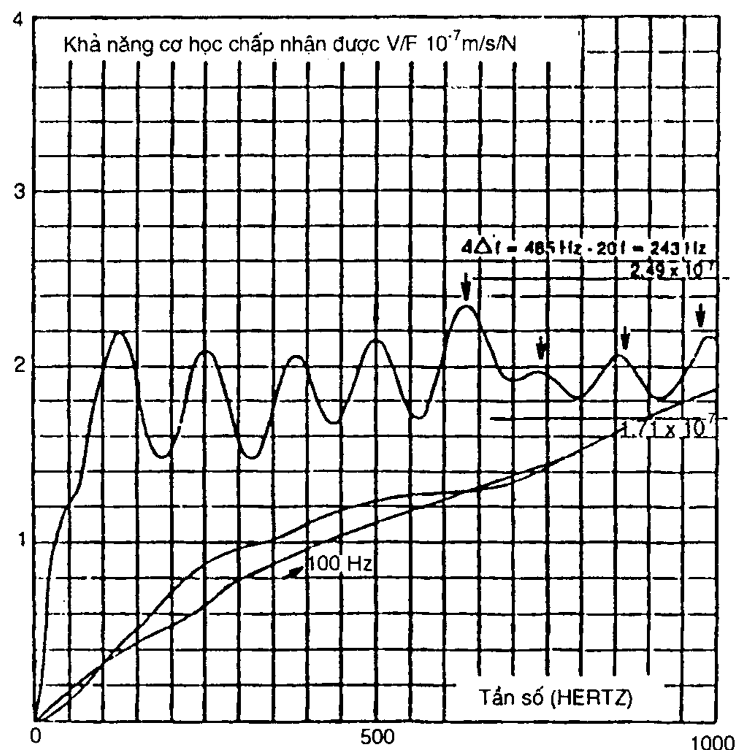
- Các đầu đo gia tốc kế
- Bộ mô tơ điện gây dao động
- Bộ phát điện và chọn tần số
- Màn hiển thị và bộ lưu giữ ,xử lý số liệu

Khi thử trên cọc bộ dao động gây cho cọc một dao động cưỡng bức trong dải tần số từ 0 ÷ 1000 Hz hoặc khi cần có thể từ 0 ÷ 5000 Hz. Đầu đo gia tốc kế ghi lại dao động

đầu cọc khi chịu dao động cưỡng bức. Kết quả thu được là mối quan hệ giữa trở kháng cơ học của cọc và tần số dao động. Dựa theo mối quan hệ này người ta có thể xác định được vị trí và mức độ của khuyết tật trong thân cọc. Cũng theo biểu đồ quan hệ này người ta còn tính được giá trị độ cứng động của cọc và từ đó xác định được khả năng chịu tải của cọc, trong hình 7.8 thể hiện một kết quả thu nhận được từ bộ thiết bị MIMP 15. Ở đây F là lực tác động lên cọc khi thử, V là tốc độ chuyển động của đầu cọc; F/V được gọi là trở kháng cơ học và giá trị nghịch đảo V/F được gọi là khả năng chấp nhận được về mặt cơ học của cọc.

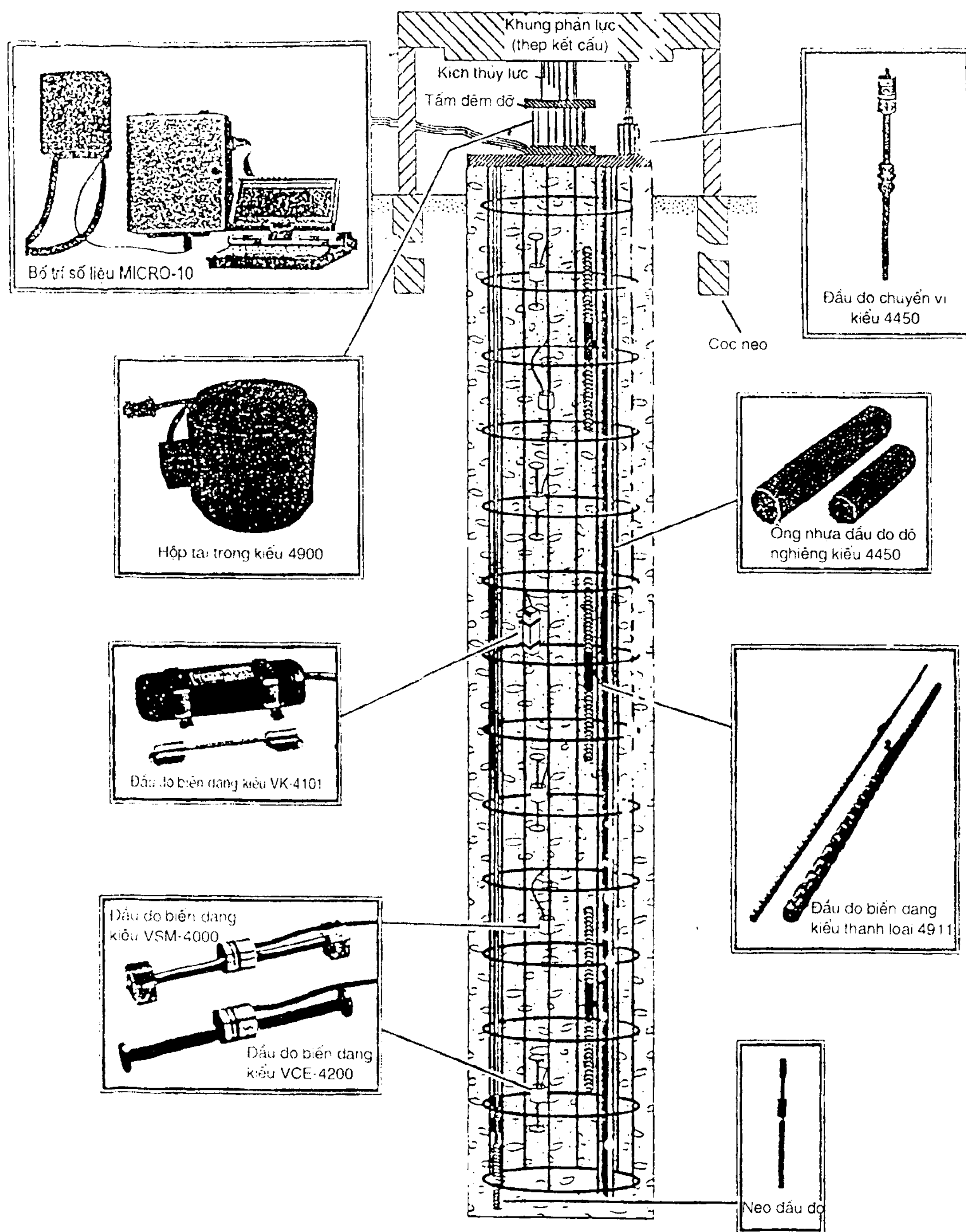


Hình 7.7: *Sơ đồ nguyên tắc*



Hình 7.8: *Đồ thị quan hệ tần số nghịch đảo giá trị trở kháng cơ học*

3. THỬ TẢI CỌC CÓ GẮN THIẾT BỊ



Hình 7.9: Sơ đồ bố trí thí nghiệm nén tĩnh cho cọc có gắn thiết bị

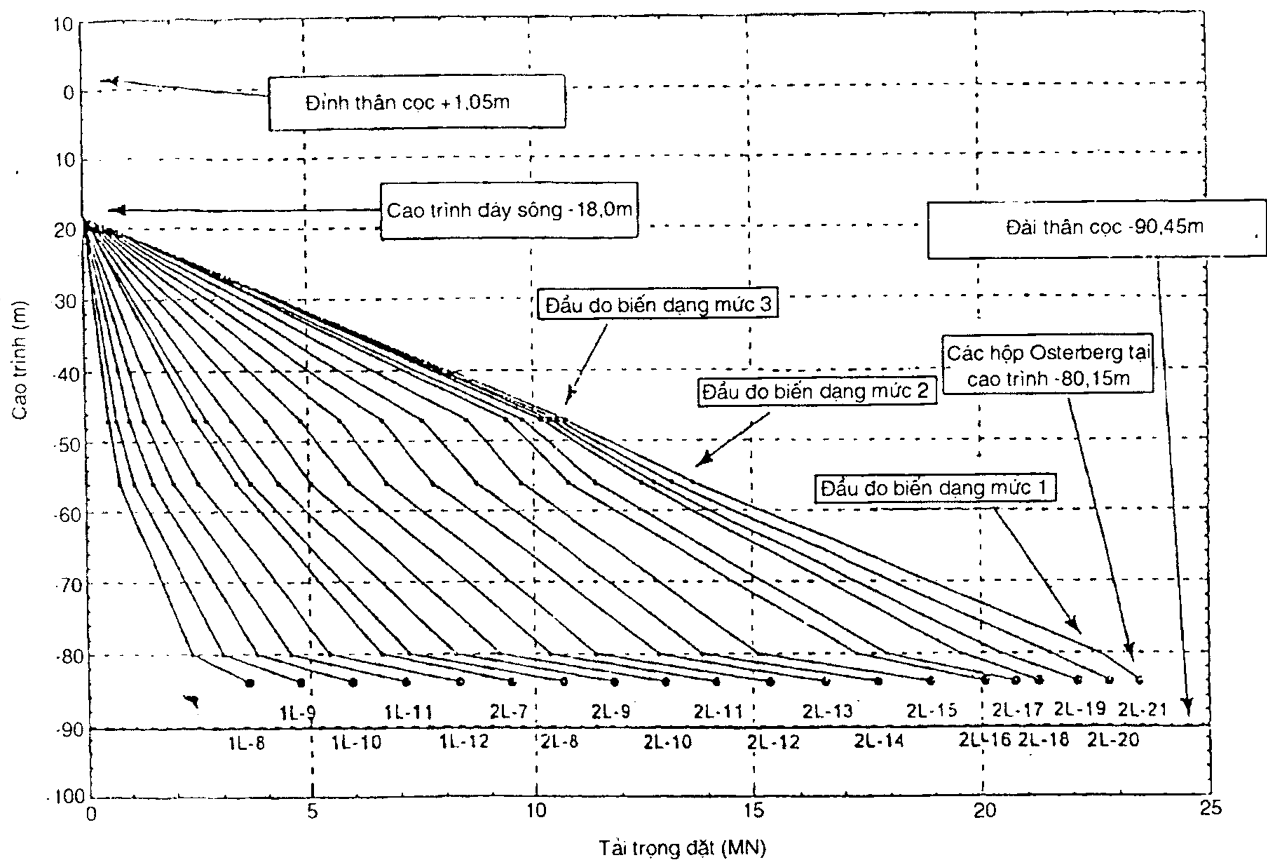
Trong một số trường hợp cần thiết người ta muốn đo trực tiếp các giá trị biến dạng và chuyển vị của bê tông và cốt thép trong thân cọc dọc theo chiều dài cọc. Nhờ vậy sẽ có được các số liệu liên tục về sự làm việc của cọc trong quá trình thử tải, nhằm mục đích ấy khi thi công cọc khoan nhồi người ta gắn trước vào lồng cốt thép các đầu đo chuyển vị và biến dạng của bê tông hoặc cốt chủ. Khi chất tải lên cọc thử, ứng với từng cấp tải trọng người ta ghi nhận được các giá trị biến dạng và chuyển vị của bê tông và cốt thép dọc theo thân cọc, trong hình 7.9 thể hiện sơ đồ bố trí các thiết bị cho một cọc thử tĩnh truyền thống. Các đầu đo ở đây sử dụng bộ thiết bị của Hãng Geokon.

Như vậy ngoài biểu đồ quan hệ giữa tải trọng và chuyển vị đầu cọc thu nhận được từ một thử tải tĩnh truyền thống, ta còn xác định giá trị lực thân cọc tại từng vị trí gắn các đầu đo,do đó dễ dàng xác định được sự phân bố ma sát thành bên cọc theo nguyên tắc cân bằng lực(tại một vị trí trên thân cọc giá trị lực thân cọc phải bằng lực đặt trên đầu cọc trừ đi tổng lực ma sát thành bên đoạn từ đầu cọc cho đến vị trí xem xét).Tương tự cũng xác định được lực chống ở mũi cọc.Các giá trị này là đo trực tiếp vì vậy tin cậy và chính xác.Nó khác với các phương pháp động các giá trị này được xác định gián tiếp thông qua các phân tích theo lý thuyết truyền sóng và một số giả thiết khác.

Tại Việt Nam, các thí nghiệm thử tải tĩnh cọc có gắn thiết bị đã được thử ở Hà Nội, thành phố Hồ Chí Minh, Hà Tiên..., tuy chưa nhiều và đều do các tư vấn nước ngoài làm.

Phương pháp thử này còn được dùng phối hợp với các phương pháp khác để kiểm chứng như người ta đã tiến hành thử động biến dạng lớn,thử Statnamic hay thử Osterberg trên các cọc có gắn thiết bị và đồng thời phân tích kết quả độc lập theo từng phương pháp.

Trong công trình cầu Mỹ Thuận đồng thời với thử tải bằng các hộp Osterberg, dọc theo thân cọc, người ta cũng đã gắn các thiết bị đo biến dạng của bê tông và thép dọc theo thân cọc để đối chứng. Dưới đây là kết quả thử tải cọc P2/12 ở trụ tháp Bắc, trên đồ thị cho thấy giá trị của các lực trong thân cọc đo được tại các vị trí bố trí đầu đo biến dạng cũng như giá trị đo được tại hộp Osterberg ở mũi cọc. Các kết quả cho thấy sự phù hợp của các giá trị lực thân cọc đo được dọc theo thân cọc.



Hình 7.10: *Các đường cong phân bố tải trọng ma sát nhận được từ các đầu đo biến dạng. Cọc thí nghiệm số P2/12. Trụ tháp Bắc - Cầu Mỹ Thuận*

Phụ lục 1
CÁC BẢNG CHUYỂN ĐỔI ĐƠN VỊ ĐO

Chiều dài

km	m	mm	dặm	yard	ft	in	10^{-3}in
1	1000	10^{3}	0,6214	1094	3281	$3,937x10^{4}$	$3,937 x10^{7}$
10^{-3}	1	1000	$6,214 x 10^{-4}$	1,0936	3,281	39,370	$3,937 x10^{4}$
10^{-6}	10^{-3}	1	$6,214x10^{-7}$	$1,094x10^{-3}$	$3,281x10^{-3}$	$3,937x10^{-2}$	39,37
1,6094	1609,4	1,609[illegible]10^{6}	1	1760	5280	63360	$6,336x10^{7}$
$9,144x10^{-4}$	0,9144	914,4	$5,682x10^{-4}$	1	3	36	3600
$3,048x10^{-4}$	0,3048	304,8	$1,894x10^{-4}$	0,3333	1	12	12000
$2,54x10^{-5}$	0,0254	25,4	$1,578x10^{-5}$	$2,778x10^{-2}$	$8,333x10^{-2}$	1	1000
$2,54x10^{-8}$	$2,54x10^{-5}$	0,0254	$1,578x10^{-8}$	$2,778x10^{-5}$	$8,333x10^{-5}$	10^{-3}	1

Diện tích

km^2	m^2	cm^2	mm^2	dặm vuông	acre	yd^2	ft^2	in^2
1	10^{-8}	10^{10}	10^{12}	0,38612	247.11	$1,196x10^{6}$	$1,076x10^{7}$	$1,550x10^{9}$
10^{8}	1	10^{4}	106	$3,86x10^{7}$	$2,471x10^{4}$	1,1960	10,764	1550
10^{10}	10^{-4}	1	100	$3,86x10^{11}$	$2,471x10^{-8}$	$1,196x10^{4}$	$1,076x10^{3}$	0,1550
10^{12}	10^{-6}	10^{-2}	1	$3,86x10^{13}$	$2,47x10^{-10}$	$1,196x10^{6}$	$1,076x10^{-5}$	$1,550x10^{3}$
2,590	$2,59x10^{-8}$	2,59x[illegible]0^{-10}	$2,59x10^{12}$	1	639.96	$3.097x10^{8}$	$2,788x10^{7}$	$4,01x10^{8}$
$4,047x10^{-3}$	4047	$4,047x10^{-7}$	$4,047x10^{9}$	$1,563x10^{-3}$	1	4840	43560	$6,273x10^{8}$
$8,36x10^{-7}$	0,8361	9361	$8,36x10^{5}$	$3.228x10^{-7}$	$2.066x10^{-4}$	1	9	1296
$9,29x10^{-8}$	$9,29x10^{-2}$	929	92900	$3,587x10^{-8}$	$2,296x10^{-6}$	0,1111	1	144
$6,45x10^{-10}$	6,[illegible]5$x10^{-4}$	6,45 [illegible]	645.16	$2,491x10^{-10}$	$1,594x10^{-7}$	$7,716x10^{-4}$	$6,944x10^{-3}$	1

Thể tích

m^3	cm^3(litre)	[illegible]n^3 (ml)	yd^3	ft^3	in^3	UK gallon	US gallon
1	[illegible]0^{-3}	[illegible]0^{6}	1,3079	35,311	6102	219,97	264,17
10^{-3}	[illegible]	[illegible]0^{-3}	$1,308x10^{-3}$	$3,531x10^{-2}$	61,02	0,2200	0,2642
10^{-6}	[illegible]0^{-3}	[illegible]	$1,308x10^{-6}$	$3,531x10^{-6}$	$6,102x10^{-2}$	$2,199x10^{-4}$	$2,642x10^{-4}$
0,7646	764,6	[illegible]$646x10^{-2}$	1	27	46650	168,19	201,99
$2,832x10^{-2}$	[illegible]3,32	[illegible]$832x10^{-2}$	$3,704x10^{-2}$	1	1728	6,229	7,481
$1,639x10^{-5}$	$1,639x10^{-2}$	[illegible]6,387	$2,144x10^{-5}$	$5,787x10^{-4}$	1	$3,605x10^{-3}$	$4,329x10^{-3}$
$4,546x10^{-3}$	4 546	[illegible],54[illegible]10^{3}	$5,946x10^{-3}$	0,1605	277,42		1,2008
$3,785x10^{3}$	3,785	$3,785x10^{3}$	$4,951x10^{-3}$	0,1337	231	0,8327	1

acre : mẫu Anh (0,405ha)

CÁC BẢNG CHUYỂN ĐỔI ĐƠN VỊ ĐO *(tiếp theo)*

Khối lượng

Tonne(Mg)	kg	g	UK ton	US ton	cwt	lb	oz
1	1000	10^8	0,9842	1,1011	19,66	$2{,}205 \times 10^3$	$3{,}527 \times 10^4$
10^{-3}	1	1000	$9{,}842 \times 10^{-4}$	$1{,}101 \times 10^{-3}$	$1{,}966 \times 10^{-2}$	2,2046	35.274
10^{-6}	10^{-3}	1	$9{,}842 \times 10^{-7}$	$1{,}101 \times 10^{-6}$	$1{,}966 \times 10^{-5}$	$2{,}204 \times 10^{-3}$	$3{,}527 \times 10^{-2}$
1.016	1016	$1{,}016 \times 10^6$	1	1,12	20	2240	3840
0,9081	908,1	$9{,}081 \times 10^5$	0,8928	1	17,856	2000	32000
$5{,}085 \times 10^{-2}$	50,85	$5{,}085 \times 10^4$	0,05	0,056	1	112	1792
$4{,}536 \times 10^{-4}$	0,4536	453,6	$4{,}46 \times 10^{-4}$	5×10^{-4}	$8{,}92 \times 10^{-3}$	1	16
$2{,}835 \times 10^{-6}$	$2{,}835 \times 10^{-2}$	28,349	$2{,}79 \times 10^{-5}$	$3{,}125 \times 10^{-6}$	$5{,}580 \times 10^{-4}$	$6{,}25 \times 10^{-2}$	1

Dung ..ọng

Tonne/m³

Mg/m³

g/cm³	kg/m³	lb/in³	UK ton/yd³	US ton/yd³	lb/ft³
1	1000	0,03613	0,75247	0,8428	62,43
10^{-3}	1	$3{,}613 \times 10^{-6}$	$7{,}525 \times 10^{-4}$	$8{,}428 \times 10^{-4}$	$6{,}243 \times 10^{-2}$
27,680	27680	1	20,828	23,328	$1{,}728 \times 10^{-3}$
1,3289	$1{,}328 \times 10^3$	$4{,}801 \times 10^{-2}$	1	1,12	82,955
1,1865	$1{,}186 \times 10^3$	$4{,}287 \times 10^{-2}$	0,8929	1	74,074
$1{,}602 \times 10^{-2}$	16.019	5.787×10^{-4}	$1{,}205 \times 10^{-2}$	$1{,}35 \times 10^{-2}$	1

Lực và trọng lực

MN	kN	N	kgf	tonf	lbf
1	1000	10^6	$1{,}0196 \times 10^5$	100,4	$2{,}248 \times 10^5$
10^{-3}	1	10^3	101,96	0,1004	224,82
10^{-6}	10^{-3}	1	0,10196	$1{,}004 \times 10^{-4}$	0,2248
$9{,}807 \times 10^{-6}$	$0{,}807 \times 10^{-3}$	9,807	1	$9{,}842 \times 10^{-4}$	2,2048
$9{,}964 \times 10^{-3}$	9,964	9964	1016	1	2240
$4{,}448 \times 10^{-6}$	$4{,}448 \times 10^{-3}$	4,448	0,45455	$4{,}464 \times 10^{-4}$	1

Thứ tự chữ cái Hy Lạp

Chữ in	Chữ thường	Tên
A	α	alpha
B	β	beta
Γ	γ	gamma
Δ	δ	delta
E	ε	epsilon
Z	ζ	zeta
H	η	eta
Θ	θ	theta
I	ι	iota
K	κ	kappa
Λ	λ	lambda
M	μ	mu
N	ν	nu
Ξ	ξ	xi
O	o	omicron
Π	π	pi
P		rho
Σ	σ	sigma
T	τ	Tau
Y	υ	upsilon
Φ	ϕ	phi
X	χ	chi
ψ	ψ	psi
Ω	ω	omega

Áp suất, ứng suất và môđun đàn hồi

MN/m^2	kN/m^2	kp								
MPa	kPa	kgf/cm^2	bar	atm	mH_2O	ftH_2O	mm Hg	Ton/ft^2	lbf/in^2	lbf/ft^2
1	1000	10.197	10	9,869	102,2	355,2	7500,6	9,320	145,04	20886
0,001	1	$1,019x10^{-2}$	0,0100	$9,87x10^{-3}$	0,1022	0,3352	7,5006	0,0093	0,14504	20,886
$9,807x10^{-2}$	98,07	1	0,9807	0,9678	10,017	32,866	735,56	0,9139	14,223	2048,1
0,100	100	1,0197	1	0,9869	10,215	33,515	750,06	0,9320	14,504	2088,6
0,1013	101,33	1,0332	1,0132	1	10,351	33,959	760,02	0,9444	14,969	2116,2
$9,788x10^{-3}$	9,7885	$9,983x10^{-2}$	$9,789x10^{-2}$	$9,661x10^{-2}$	1	3,2808	73,424	$9,124x10^{-2}$	1,4198	204,45
$2,983x10^{-3}$	2,9835	$3,043x10^{-2}$	$2,984x10^{-2}$	$2,945x10^{-2}$	0,3048	1	22,377	$2,781x10^{-2}$	0,43275	62,316
$1,333x10^{-4}$	0,1333	$1,3596x10^{-3}$	$1,333x10^{-3}$	$1,315x10^{-3}$	$1,362x10^{-2}$	$4,469x10^{-2}$	1	$1,243x10^{-3}$	$1,934x10^{-2}$	2,7846
0,1073	107,3	1,0942	1,0730	1,0589	10,960	35,960	804,78	1	15,562	2240
$6,895x10^{-3}$	6,895	$7,031x10^{-2}$	$6,895x10^{-2}$	$6,805x10^{-2}$	0,7043	2,3108	51,714	$6,426x10^{-2}$	1	144
$4,788x10^{-5}$	$4,788x10^{-2}$	$4,883x10^{-4}$	$4,788x10^{-4}$	$4,725x10^{-4}$	$4,891x10^{-3}$	$1,605x10^{-2}$	0,3591	$4,464x10^{-4}$	$6,944x10^{-3}$	1

Độ thấm

m/s	cm/s	m/năm	Darcy	ft/năm	ft/ngày
1	100	$3,156x10^{7}$	$1,04x10^{5}$	$1,035x10^{8}$	$2,835x10^{5}$
0,01	1	$3,156x10^{5}$	$1,04x10^{3}$	$1,035x10^{6}$	$2,834x10^{3}$
$3,169x10^{-8}$	$3,169x10^{-8}$	1	$3,28x10^{-3}$	3,281	$8,982x10^{-3}$
$9,66x10^{-8}$	$9,66x10^{-4}$	304	1	1000	2,74
$9,658x10^{-9}$	$9,659x10^{-7}$	0,3048	10^{-3}	1	$2,783x10^{-3}$
$3,527x10^{-6}$	$3,527x10^{-4}$	111,33	0,365	365,25	1

Tỉ trọng (20°C) g/cm^3

Nước nguyên chất	0,99820	Dầu hỏa (gần đúng)	0,80
Nước biển	1,04	Paraffin wax (m.p.52-52°C)	0,912
Thủy ngân	13,546	Microcrystalline wax (m.p.60-63°C)	0,915

Các kí hiệu tiền tố

Tiền tố	Tên	Hệ số nhân
G	giga	1000 000 000 = 10^9
M	mega	1000 000 = 10^6
k	kilo	1 000 = 10^3
h	hecto*	100 = 10^2
da	deca*	10
d	deca*	10^{-1} = 0.1
c	centi*	10^{-2} = 0.01
m	milli	10^{-3} = 0.001
μ	micro	10^{-6} = 0.000 001
n	nano	10^{-9} = 0.000 000 001

* Không dùng trong hệ đo quốc tế

Phụ lục 2

CATALOG VỀ CÁC DẠNG TRUYỀN SÓNG CHO NHỮNG CỌC CÓ KHUYẾT TẬT

Để giúp cho việc nhận dạng các khuyết tật trong cọc bê tông khoan nhồi khi sử dụng phương pháp thử động biến dạng nhỏ PIT, Frank Rausche và Garland Likins (Mỹ) đã xây dựng catalog để nhận dạng. Hai ông đã sử dụng giả thiết cọc là vật liệu đàn hồi tuyến tính, sử dụng phương trình truyền sóng một chiều để tính toán tốc độ đầu cọc từ phương trình truyền sóng với các giả thiết những loại khuyết tật khác nhau.

Hình 1 trình bày đồ thị quan hệ chiều dài cọc - thời gian, nó thường được dùng để thể hiện ảnh hưởng dội của phản xạ sóng ứng suất. Khi một sóng nén đi xuống gặp một vị trí tiết diện bị giảm yếu và một sóng nén đi lên được hình thành thì chúng có thể quan sát được tại đỉnh cọc ở thời điểm bằng hai lần khoảng cách tính đến đỉnh cọc và chia cho tốc độ sóng c.

Hình 2 là số liệu tốc độ đầu cọc đo được từ một thí nghiệm biến dạng nhỏ. Số liệu này cho thấy cọc không có sự thay đổi tiết diện ngang và có tín hiệu mũi tương đối rõ ràng tại thời điểm 2L/c (L - chiều dài tổng cộng của cọc). Do không có sự mất mát năng lượng vì ma sát, sức chống mũi hoặc sức cản động nội của cọc, tín hiệu mũi sẽ bằng 2 lần biên độ của tín hiệu va chạm (điều ấy dựa theo nguyên lý St. Venant và cũng đúng cho cả thí nghiệm biến dạng lớn của cọc).

Các nghiên cứu về truyền sóng cho thấy phản xạ được hình thành do sự thay đổi trở kháng cọc. Trở kháng cọc z là tích số của diện tích tiết diện ngang A và mô đun đàn hồi E chia cho tốc độ sóng c. Việc giảm A hoặc E có thể gây nên một phản xạ kéo trong khi việc tăng A hoặc E sẽ gây nên một phản xạ nén, điều ấy rất quan trọng trong thực tế vì nó có thể xuất hiện sự thay đổi tiết diện ngang hoặc do sự thay đổi về chất lượng bê tông.

Sự truyền sóng ứng suất dọc theo cọc với một tốc độ không đổi khi cọc có các đặc trưng đồng nhất. Chia cọc thành một loạt các phần tử liên tục, ứng suất, biến dạng, chuyển vị và tốc độ của cọc tại các mặt cắt khác nhau có thể tính được bằng cách đảm bảo sự liên tuc của đường truyền sóng từ phần tử này đến phần tử kia. Những phân tích như vậy có thể được thực hiện theo CAPWAP và được dùng để tính tốc độ của đầu cọc khi chịu một xung ngắn. Sức kháng đất và trở kháng cọc được vẽ trên đồ thị theo các tốc độ đầu cọc khác nhau. Trong catalog dưới đây tổng cộng có 378 trường hợp đã được khảo sát với 126 số liệu trở kháng cọc theo 3 cách phân bố sức kháng khác nhau. Trên mỗi trang trình bày 9 trường hợp thay đổi cả hai thành phần sức kháng đất và mức độ thay đổi trở kháng cọc. Một trang ví dụ cho trong hình 3 cần lưu ý rằng, việc tăng sức kháng từ đáy đến đỉnh và sự thay đổi trở kháng (hoặc diện tích tiết diện ngang) tăng từ trái sang phải. Sự phân bố sức kháng giả thiết và tình trạng trở kháng cọc được vẽ trên đỉnh cho mỗi trường hợp riêng của tốc độ đỉnh cọc.

Trở kháng đỉnh cọc được chọn ngẫu nhiên là 6000 kN/m/s (40 Kips/pt/s) nó tương ứng với cọc có diện tích tiết diện ngang đỉnh cọc 62500 mm^2 (100 in^2), mô đun đàn hồi 36000 MPa (5000 ksi)

và tốc độ sóng 3800 m/s (12500 ft/s). Toàn bộ mô hình là tuyến tính về trở kháng nên việc lựa chọn trở kháng thực tế là không bị hạn chế.

Tốc độ được tính với một xung lực ở đỉnh cọc giả thiết có dạng hình chuông độ dài 0,6 ms. Trong thực tế bề rộng của xung có thể thay đổi giữa 1/10 và 1 ms tương ứng với các khoảng truyền sóng 0,2 đến 2 m. Để dễ sử dụng, thời gian hoặc chiều dài ảnh hưởng bất kỳ nào cũng có thể đưa vào bề rộng xung này. Ví dụ, chiều dài cọc sẽ được chọn sao cho sóng va chạm phản xạ từ mũi cọc sẽ quay trở về đầu cọc sau khoảng 6 lần bề rộng xung. Chiều dài phần tử phân tích của cọc và gia số thời gian phân tích sẽ tương ứng với 1/8 của bề rộng xung.

Sức kháng đất chủ yếu bao gồm các thành phần phụ thuộc tốc độ (sức cản động) có biên độ 0,4; 1,2 và 3,6 lần trở kháng cọc. Các hệ số cản động như vậy gây nên các tín hiệu phản xạ mũi, ngay cả khi lớn hơn một nửa, cũng chỉ là một vài phần trăm của sóng va chạm. Thành phần sức kháng phụ thuộc chuyển vị gây nên các phản lực chỉ là một phần của thành phần động. Lưu ý rằng, các ảnh hưởng của sức kháng phụ thuộc vào biên độ tốc độ, độ gồ ghề, chu vi và chiều dài của cọc và các yếu tố khác. Đối với trường hợp nghiên cứu ở đây chỉ cần xem xét các thay đổi của sưc cản động sẽ gây lên các phản xạ mũi cọc nhỏ, trung bình và lớn là đủ. Trừ một vài trường hợp khi khảo sát về sự thay đổi phân bố sức kháng đã sử dụng phân bố sức kháng hình thang.

Các trường hợp khảo sát

Với mỗi một loại profile cọc (ở đây profile được hiểu là sự thay đổi của quan hệ trở kháng cọc và độ sâu cọc) đã chọn một dãy cường độ sức kháng khác nhau và sự thay đổi trở kháng cọc khác nhau. Nhóm đầu tiên của ba phân tích sức kháng sự thay đổi trở kháng cọc là hoặc 70% (giảm) hoặc 120% (tăng). Các thay đổi này sau đó được bình phương cho nhóm thứ hai và bình phương lần nữa cho nhóm thứ ba và là cuối cùng. Theo cách đó các biến đổi trở kháng luôn luôn là 70, 49 và 24% khi giảm và 120, 144 và 207% khi tăng.

Để xây dựng một catalog chứa được phần lớn các trường hợp thực tế quan trọng nhất, đã khảo sát các loại hình cọc như sau :

1. Giảm đột ngột tiết diện ngang (khuyết) gần giữa chiều dài cọc. Chiều dài của đoạn bị giảm là 1/6, 1/3, 2/3, 4/3, 8/3 và lớn hơn ba lần bề rộng xung.

2. Giảm đột ngột tiết diện ngang (khuyết) gần đầu cọc với chiều dài của đoạn bị giảm như ở điểm 1. Sự giảm yếu tiết diện bắt đầu trong vòng phần ba xung va chạm.

3. Đột ngột giảm và sau đó tăng tiết diện ngang tại vị trí như ở điểm 2 với các chiều dài 1/6, 1/3, 2/3, 4/3, và 8/3 bề rộng xung.

4. Tăng đột ngột tiet diện ngang gần giữa chiều dài cọc với chiều dài đoạn tăng như trong điểm 1.

5. Tăng đột ngột tiết diện ngang gần đầu cọc, vị trí như ở điểm 2.

6. Tăng đột ngột sau đó giảm gần đầu cọc như điểm 3.

7. Thay đổi tiết diện ngang dần dần

. Giảm bắt đầu từ giữa chiều dài cọc

. Giảm bắt đầu tù đầu cọc và tăng ngắn bên trên mũi cọc

. Tăng bắt đầu từ giữa chiều dài cọc

. Tăng đến giữa chiều dài cọc và sau đó giảm đến tiết diện tiêu chuẩn ngay bên trên mũi cọc.

. Tăng trên phần lớn chiều dài cọc và bắt đầu giảm ngay bên trên mũi cọc.

8. Thay đổi tiết diện ngang mũi cọc

. Tăng ngay bên trên và giảm ngay tại mũi cọc

. Giảm đột ngột một bề rộng xung bên trên mũi cọc

. Giảm từ từ bắt đầu khoảng một bề rộng xung bên trên mũi cọc

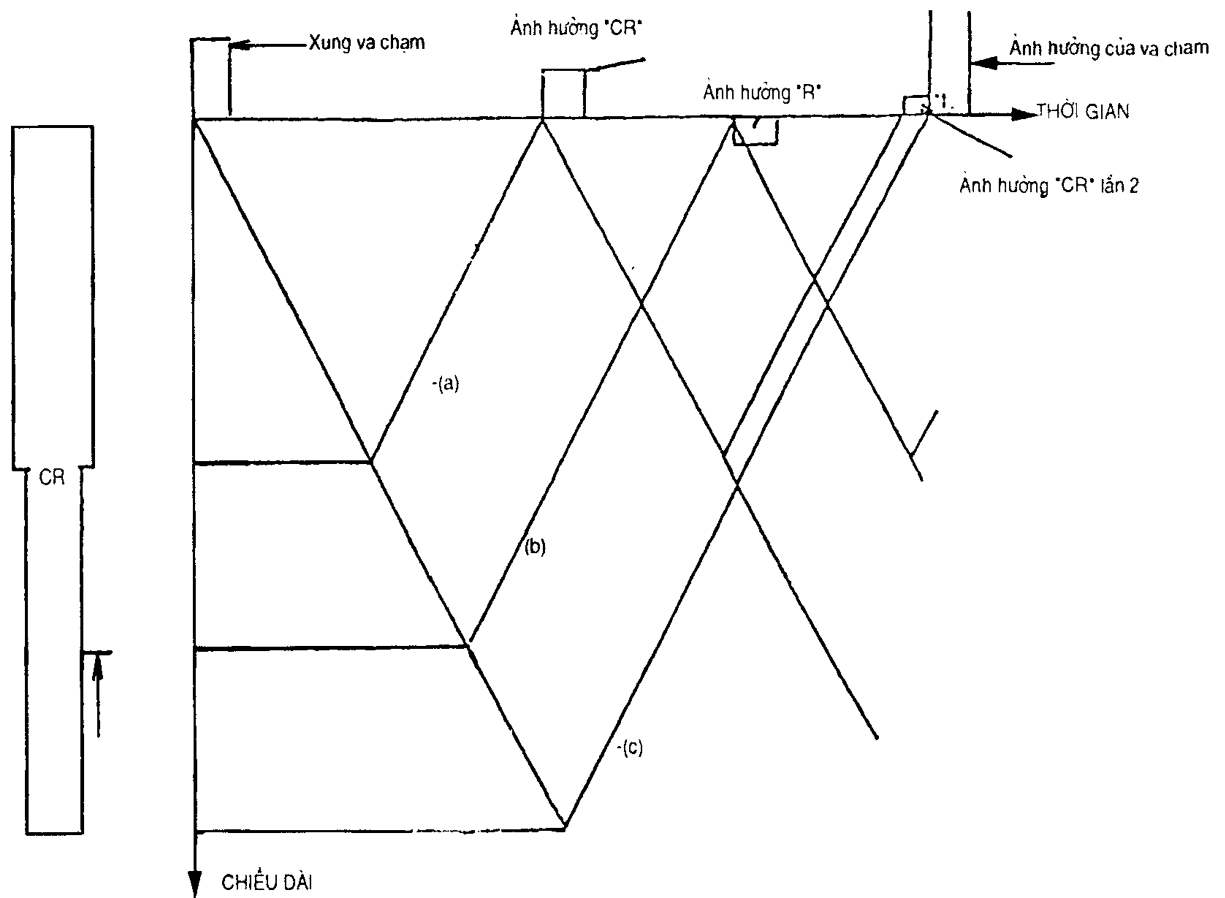
. Tăng đột ngột một bề rộng xung bên trên mũi cọc

. Tăng từ từ một bề rộng xung bên trên mũi cọc

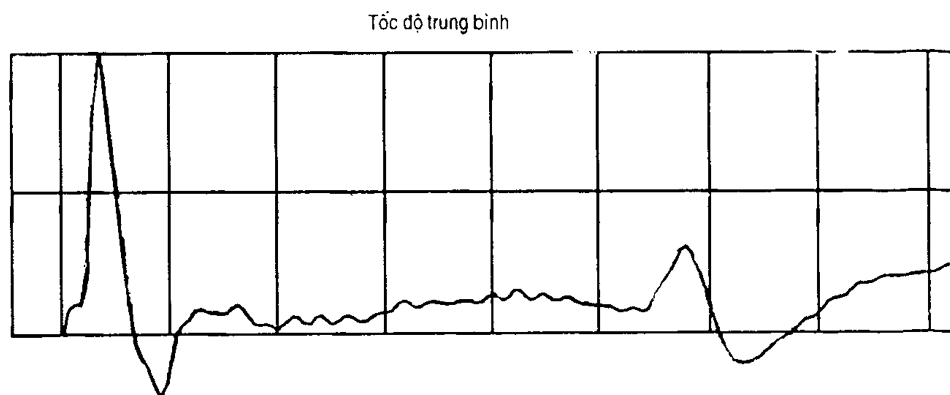
9. Khe hở có bề rộng sao cho sóng nén va chạm có thể truyền được.

10. Tiết diện không đổi và sức kháng đồng nhất trừ một lớp 3/2 bề rộng xung có sức kháng bằng không bắt đầu khoảng 3/2 bề rộng xung bên dưới đỉnh cọc.

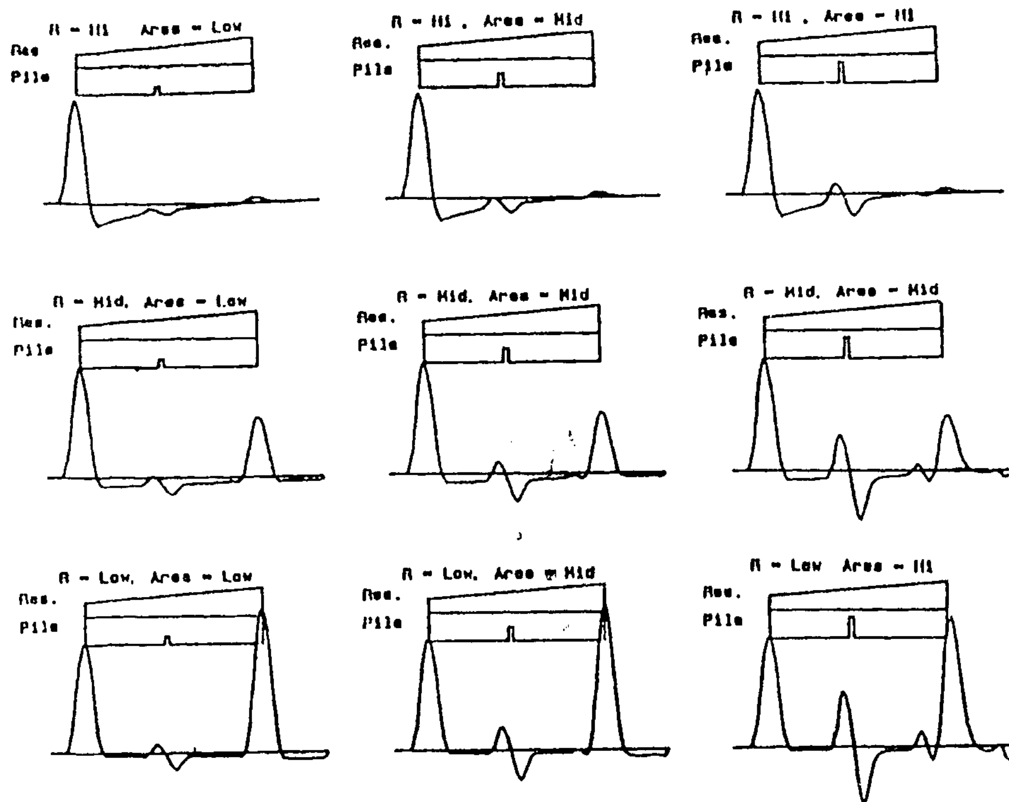
11. Phân bố sức kháng tam giác với tiết diện ngang tăng trên nửa phía trên của cọc và đồng thời sức kháng đồng nhất có cường độ thấp.



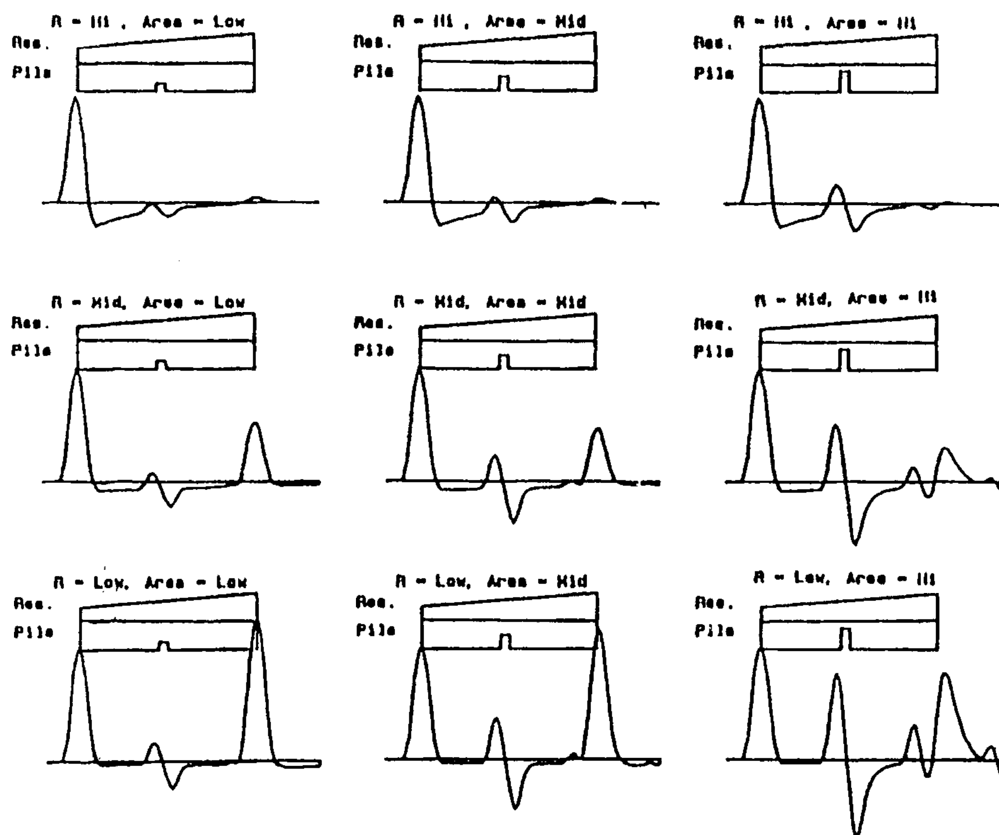
Hình 1: *Xung va chạm và phản xạ do*
(a) Giảm tiết diện ngang, CR, (b) Sức kháng đất, RE (tỷ lệ với tốc độ) và (c) Mũi cọc



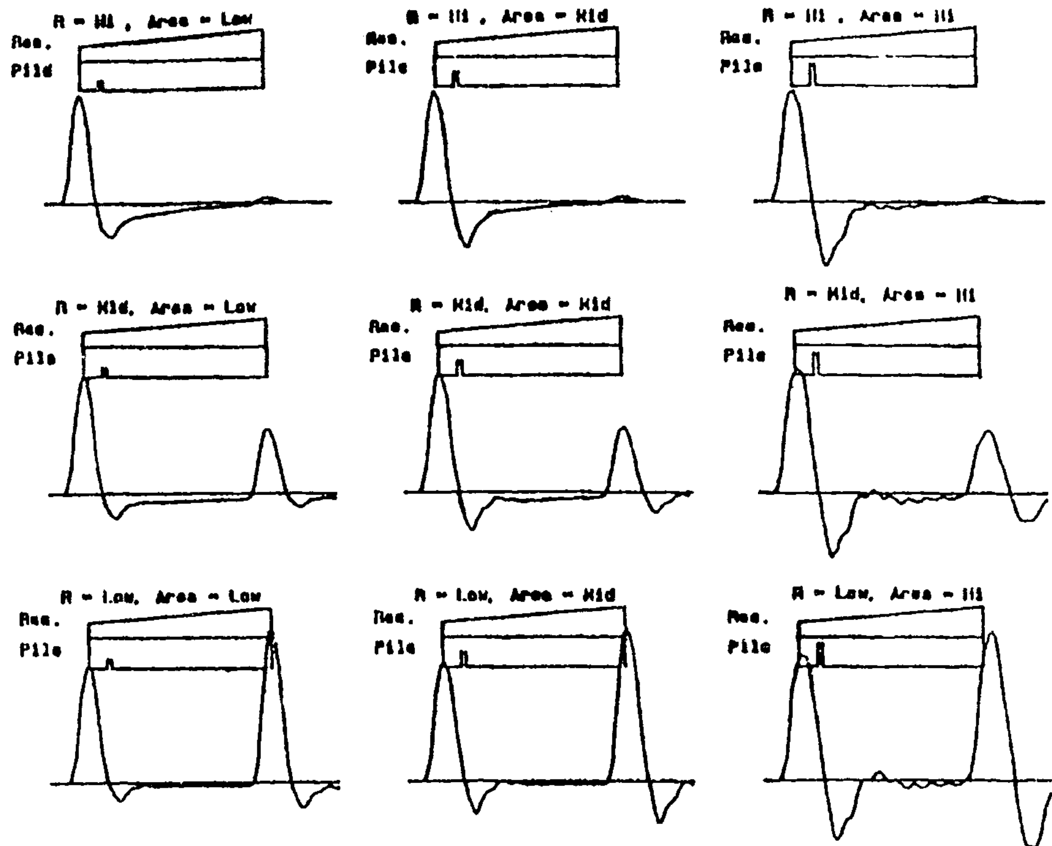
Hình 2: *Số liệu tốc độ đầu cọc đo được của một cọc tốt*



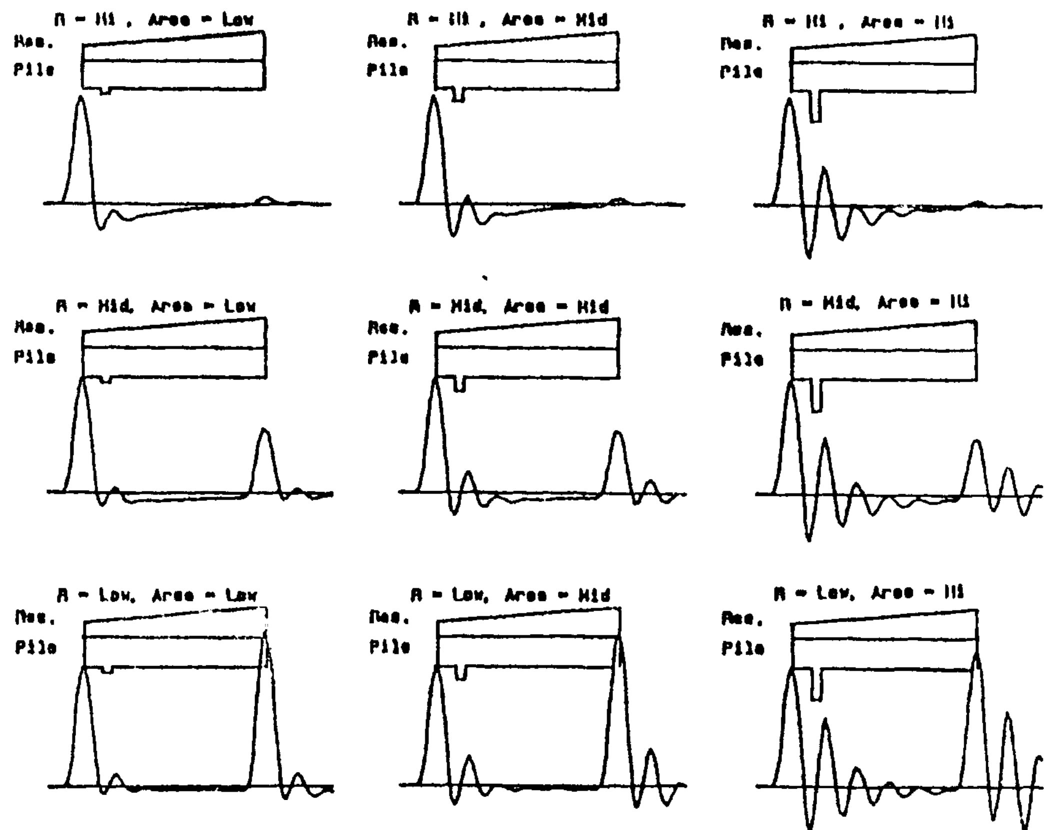
Hình 3: *Tốc độ đầu cọc của cọc có chiều dài giữa cọc 1/6 chiều dài xung*
Từ dưới lên trên : sức kháng tăng;
Từ trái sang phải : tăng chiều sâu vết nứt



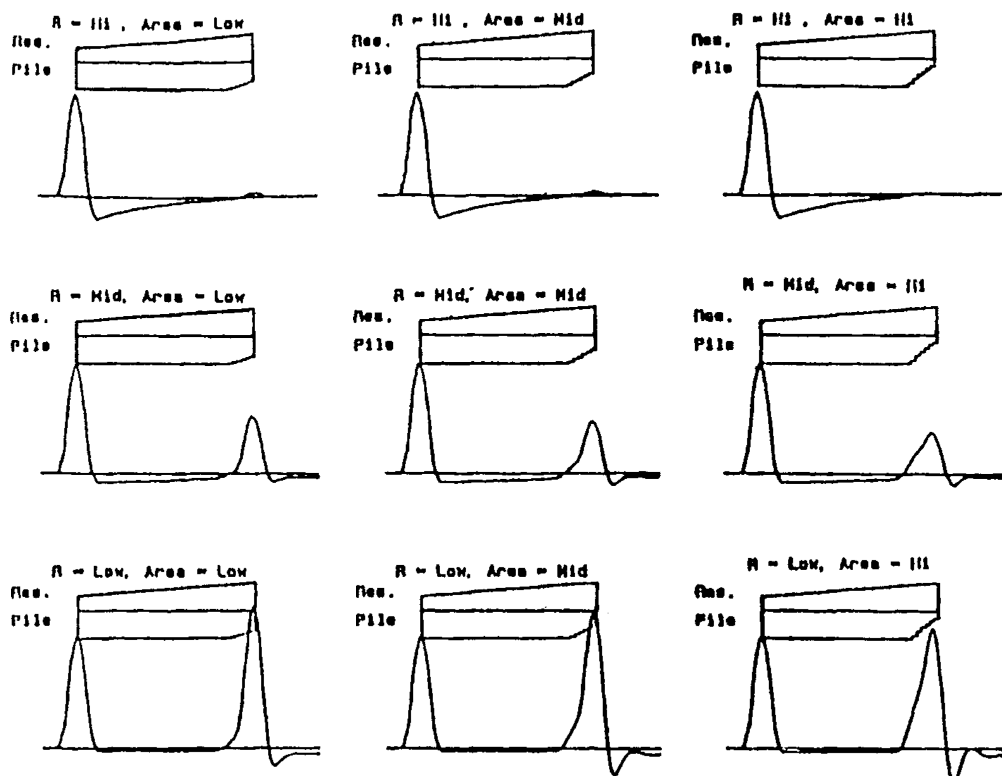
Hình 4: *Tốc độ đầu cọc đối với cọc có khuyết tật rộng 1/3 chiều dài xung*



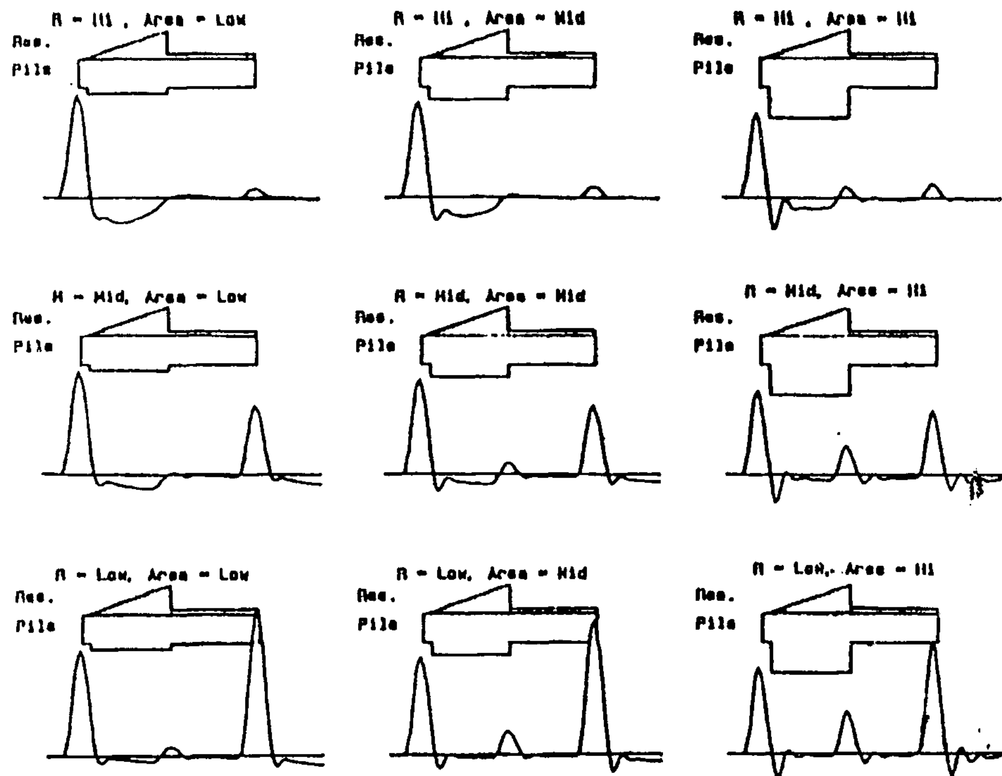
Hình 5: *Vết nứt 1/6 bề rộng xung gần đầu cọc*



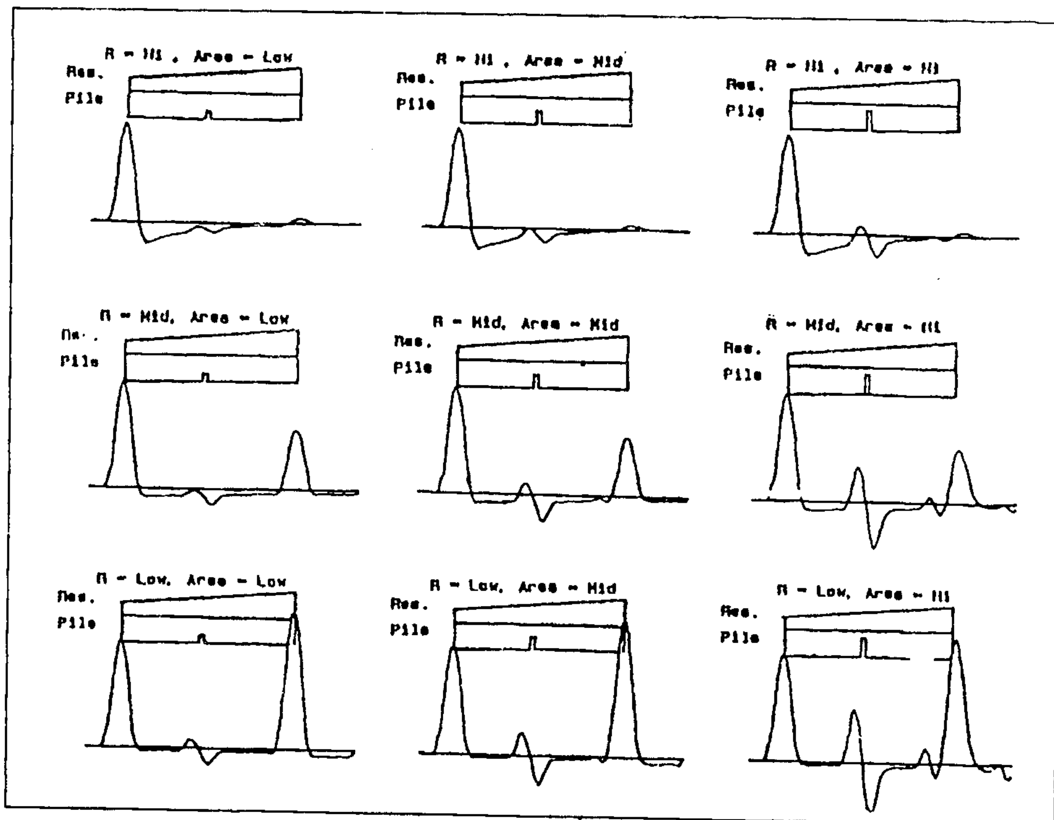
Hình 6: *Tốc độ đầu cọc cho cọc tăng gần đầu cọc*

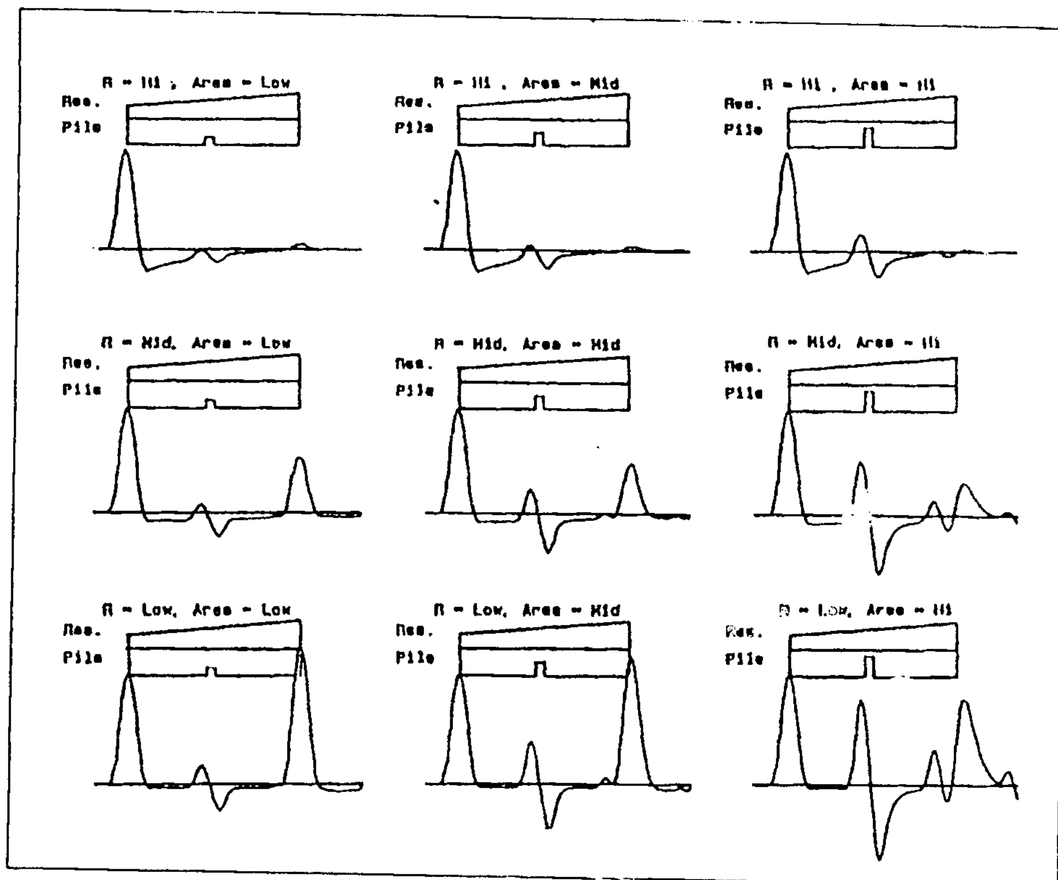


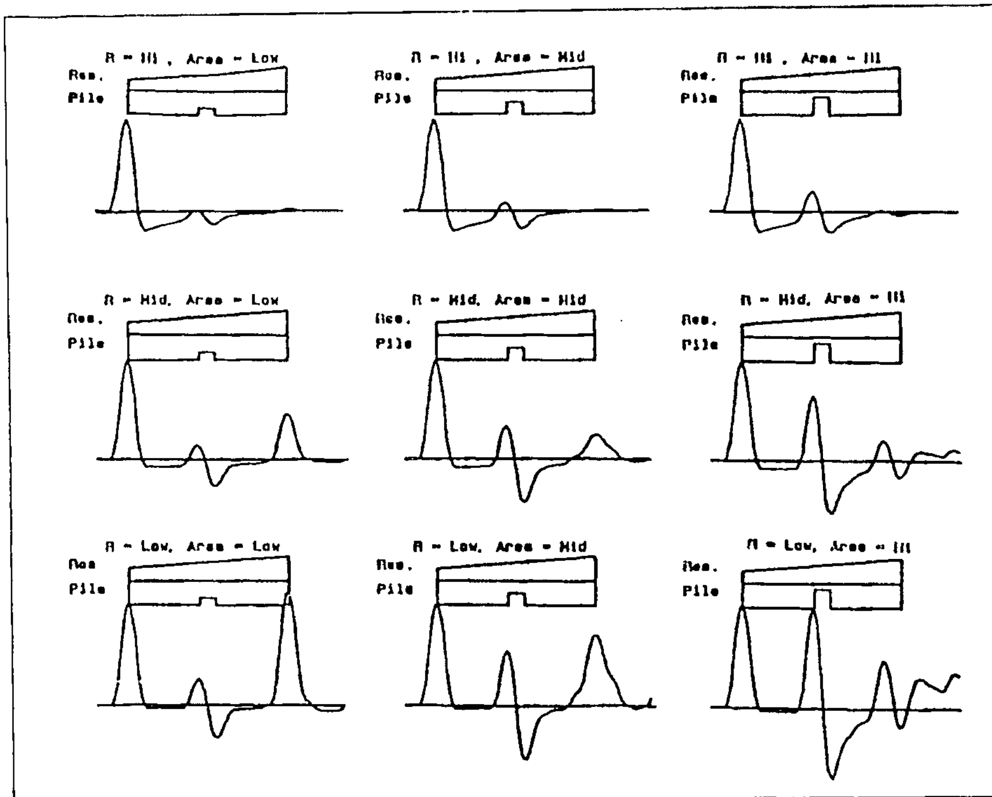
Hình 7: Tốc độ đầu cọc cho cọc có khuyết tật ở mũi

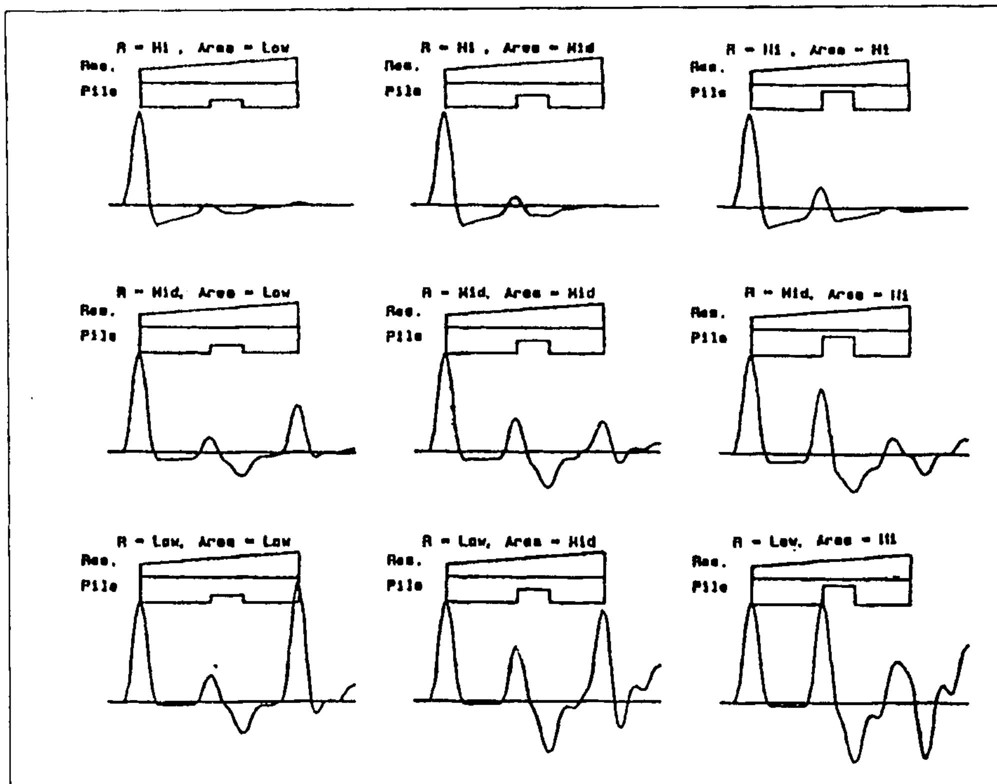


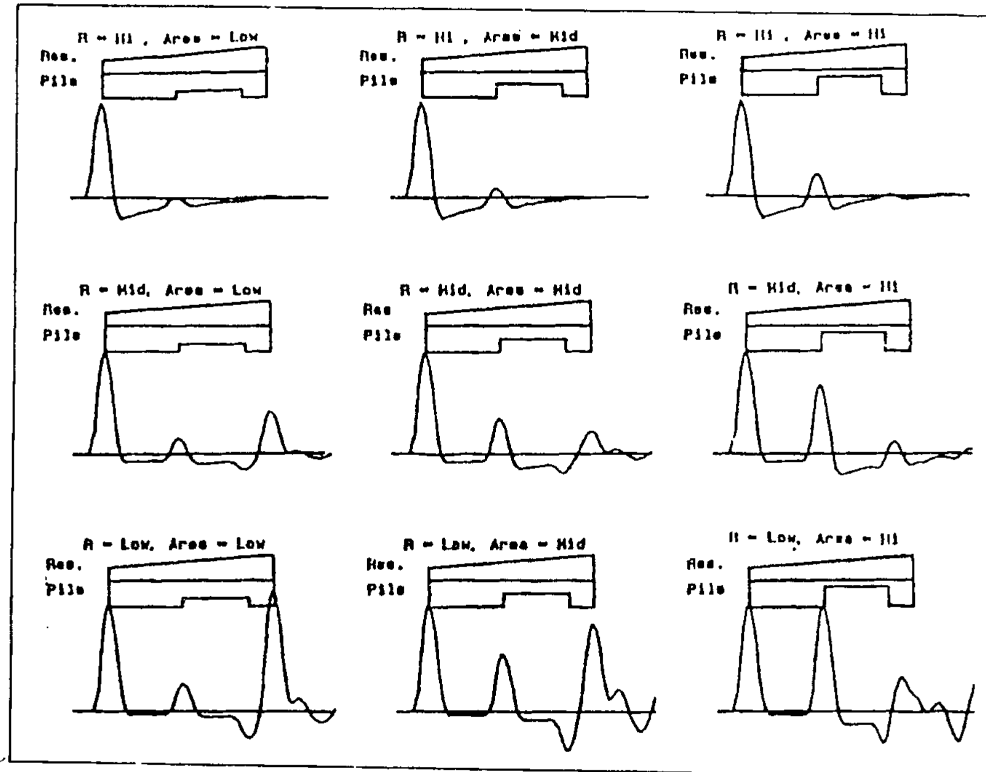
Hình 8: *Tốc độ đầu cọc cho cọc có nửa phía trên tăng tiết diện ngang và ma sát cao*


R = Hi , Area = Low
Res.
Pile
R = Hi , Area = Mid
Res.
Pile
R = Hi , Area = Hi
Res.
Pile
R = Mid, Area = Low
Pile
R = Mid, Area = Mid
Res.
Pile
R = Mid, Area = Hi
Res.
Pile
R = Low, Area = Low
Res.
Pile
R = Low, Area = Mid
Res.
Pile
R = Low, Area = Hi
Res.
Pile

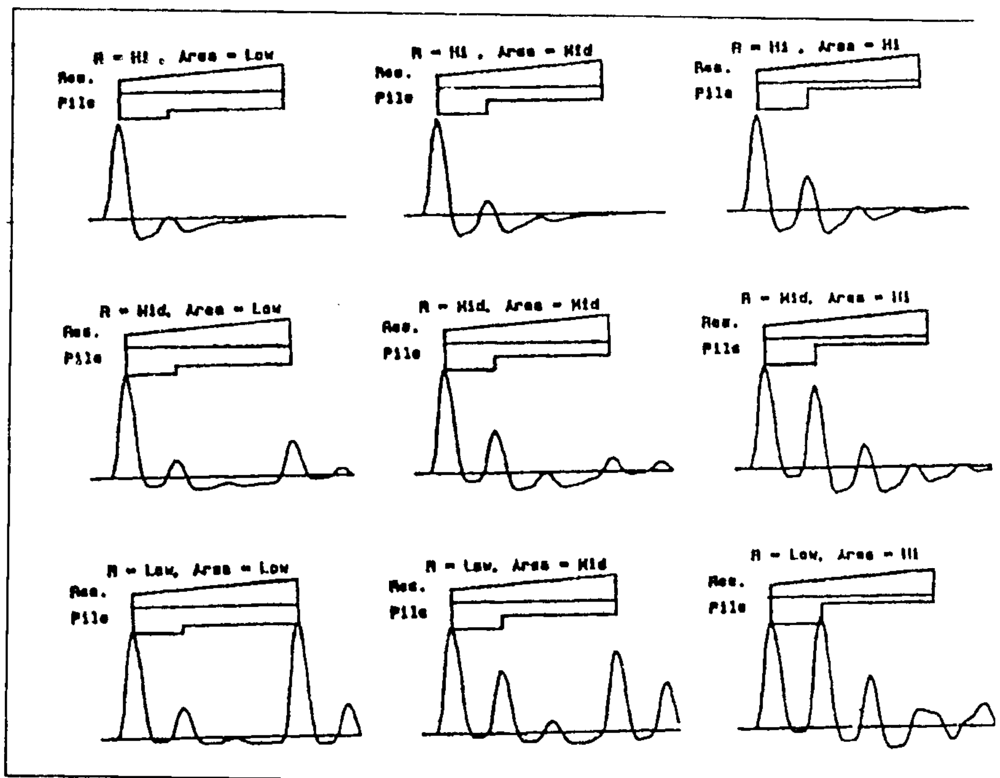

R = Hi , Area = Low
Res.
Pile
R = Hi , Area = Mid
Res.
Pile
R = Hi , Area = Hi
Res.
Pile
R = Mid, Area = Low
Res.
Pile
R = Mid, Area = Mid
Res.
Pile
R = Mid, Area = Hi
Res.
Pile
R = Low, Area = Low
Res.
Pile
R = Low, Area = Mid
Res.
Pile
R = Low, Area = Hi
Res.
Pile


R = Hi , Area = Low
Res.
Pile
R = Hi , Area = Mid
Res.
Pile
R = Hi , Area = Hi
Res.
Pile
R = Mid, Area = Low
Res.
Pile
R = Mid, Area = Mid
Res.
Pile
R = Mid, Area = Hi
Res.
Pile
R = Low, Area = Low
Res
Pile
R = Low, Area = Mid
Res.
Pile
R = Low, Area = Hi
Res.
Pile


R = Hi , Area = Low
Res.
Pile
R = Hi , Area = Mid
Res.
Pile
R = Hi , Area = Hi
Res.
Pile
R = Mid, Area = Low
Res.
Pile
R = Mid, Area = Mid
Res.
Pile
R = Mid, Area = Hi
Res.
Pile
R = Low, Area = Low
Res.
Pile
R = Low, Area = Mid
Res.
Pile
R = Low, Area = Hi
Res.
Pile

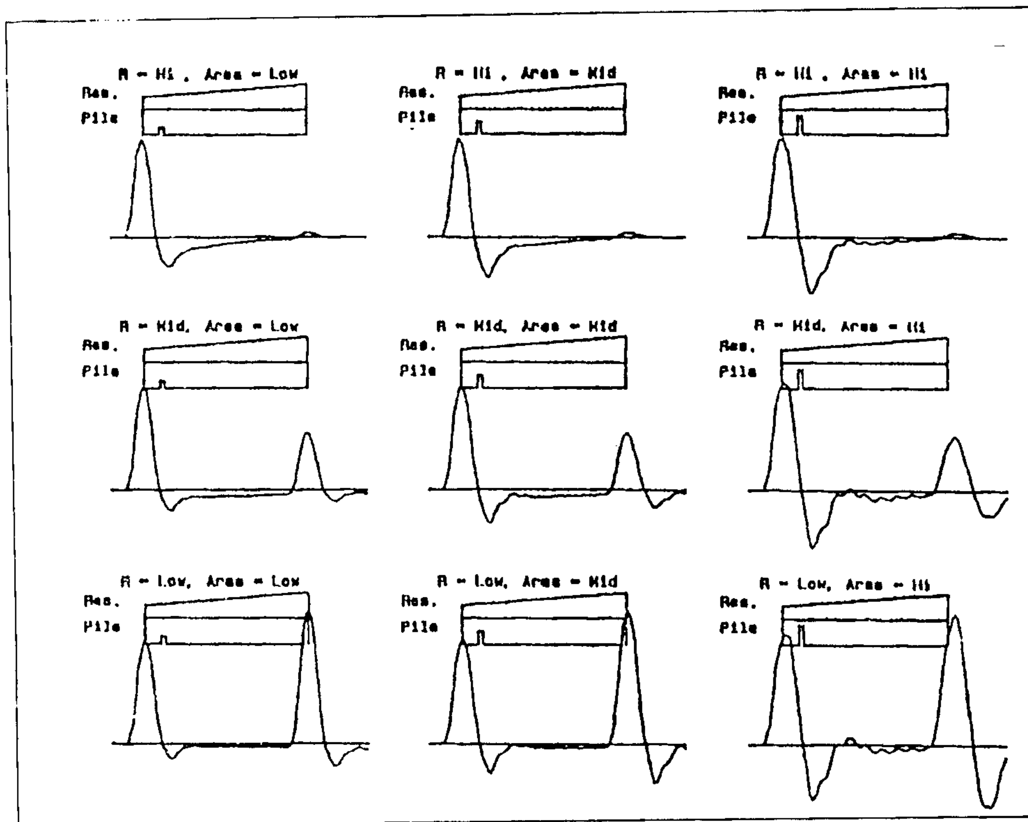


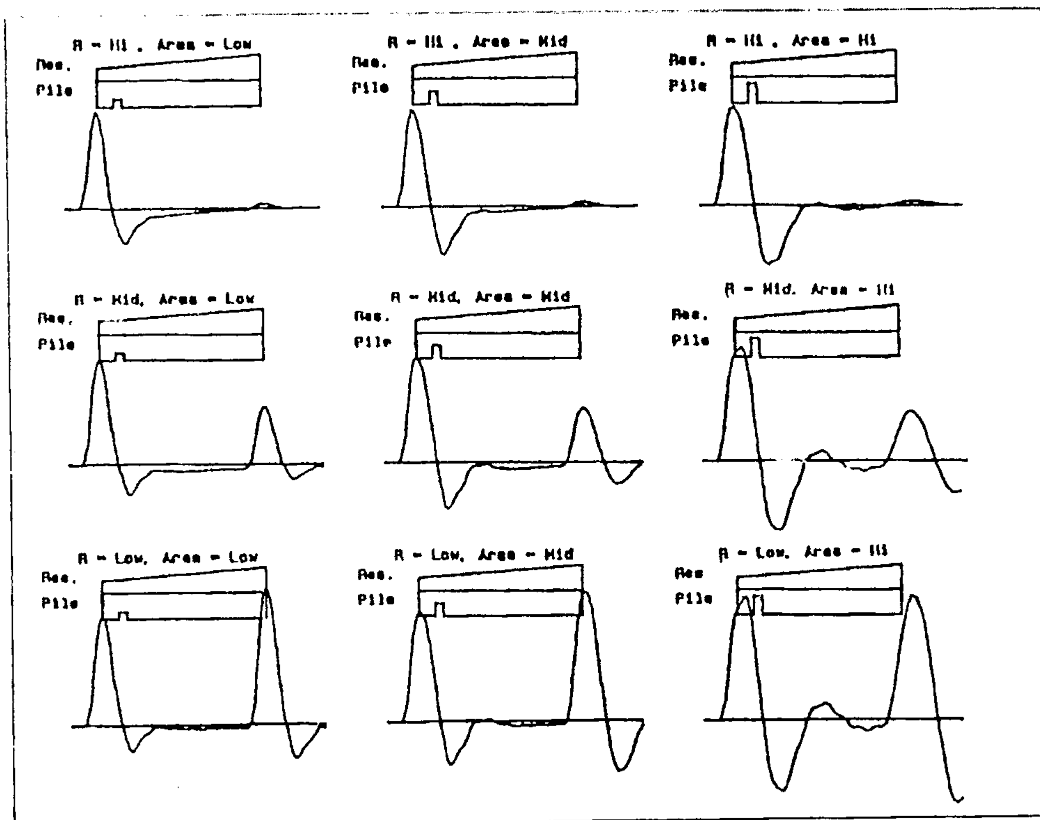
R = Hi , Area = Low
Res.
Pile
R = Hi , Area = Mid
Res.
Pile
R = Hi , Area = Hi
Res.
Pile
R = Mid, Area = Low
Res.
Pile
R = Mid, Area = Mid
Res
Pile
R = Mid, Area = Hi
Res.
Pile
R = Low, Area = Low
Res.
Pile
R = Low, Area = Mid
Res.
Pile
R = Low, Area = Hi
Res.
Pile

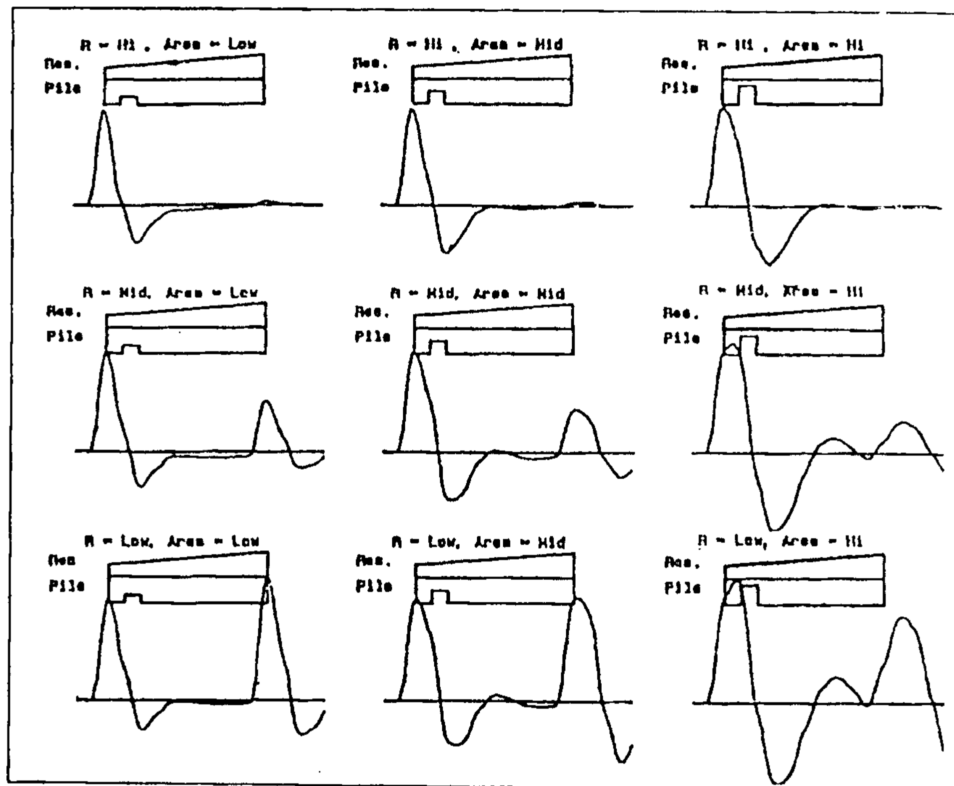


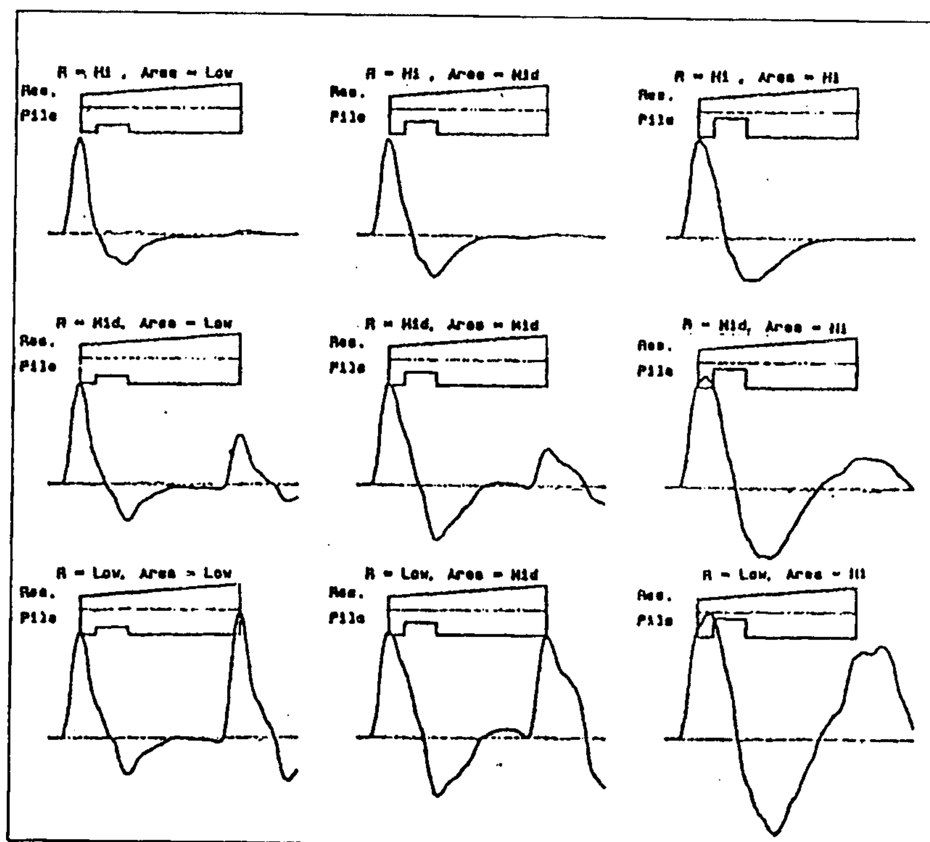
R = Hi , Area = Low
Res.
Pile
R = Hi , Area = Mid
Res.
Pile
R = Hi , Area = Hi
Res.
Pile
R = Mid, Area = Low
Res.
Pile
R = Mid, Area = Mid
Res.
Pile
R = Mid, Area = Hi
Res.
Pile
R = Low, Area = Low
Res.
Pile
R = Low, Area = Mid
Res.
Pile
R = Low, Area = Hi
Res.
Pile

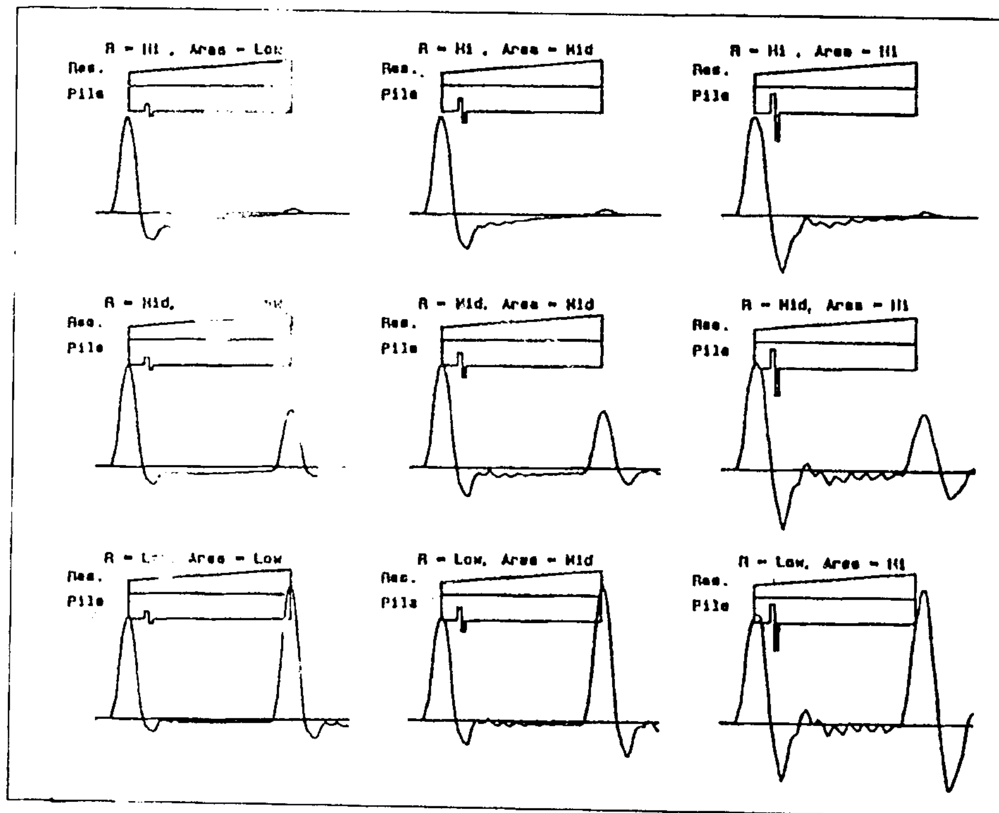
KHUYẾT Ở GẦN ĐẦU CỌC

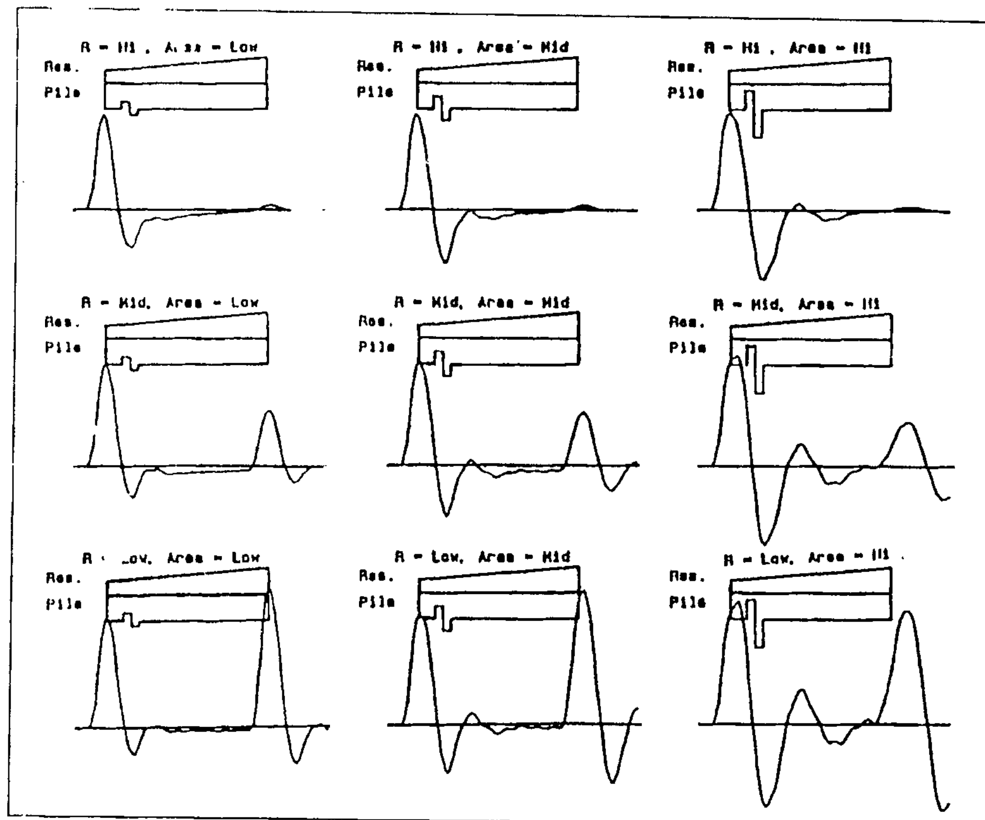


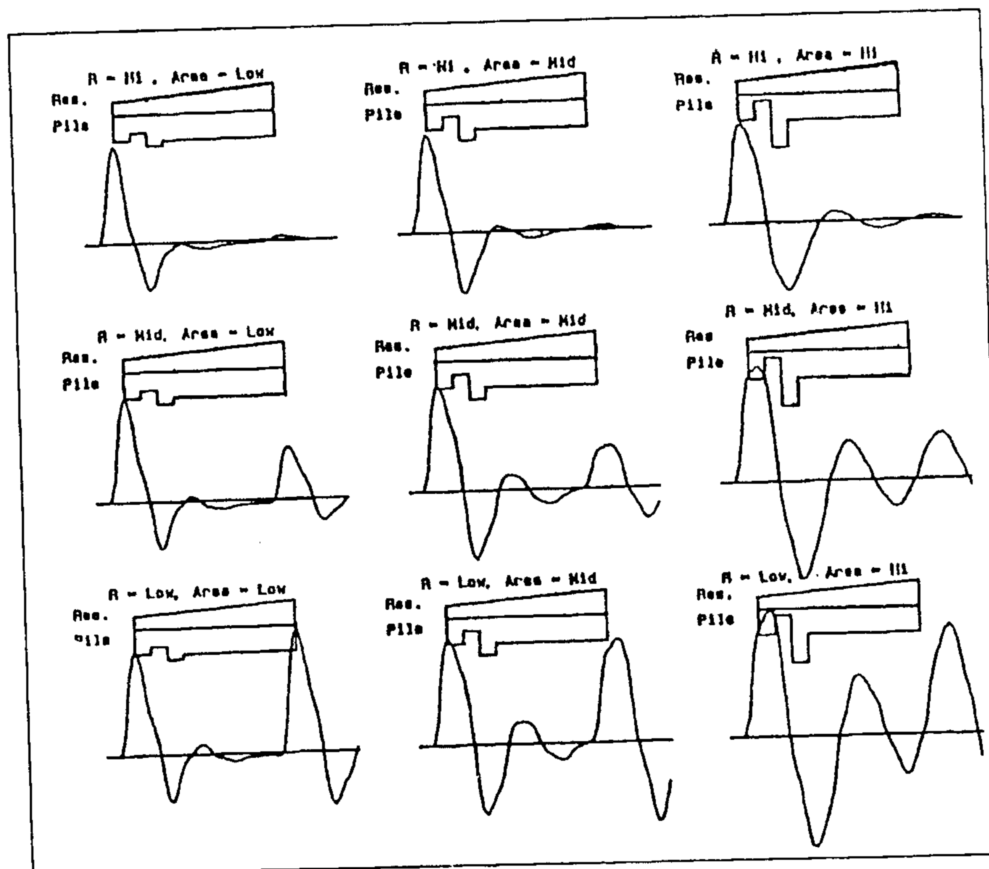


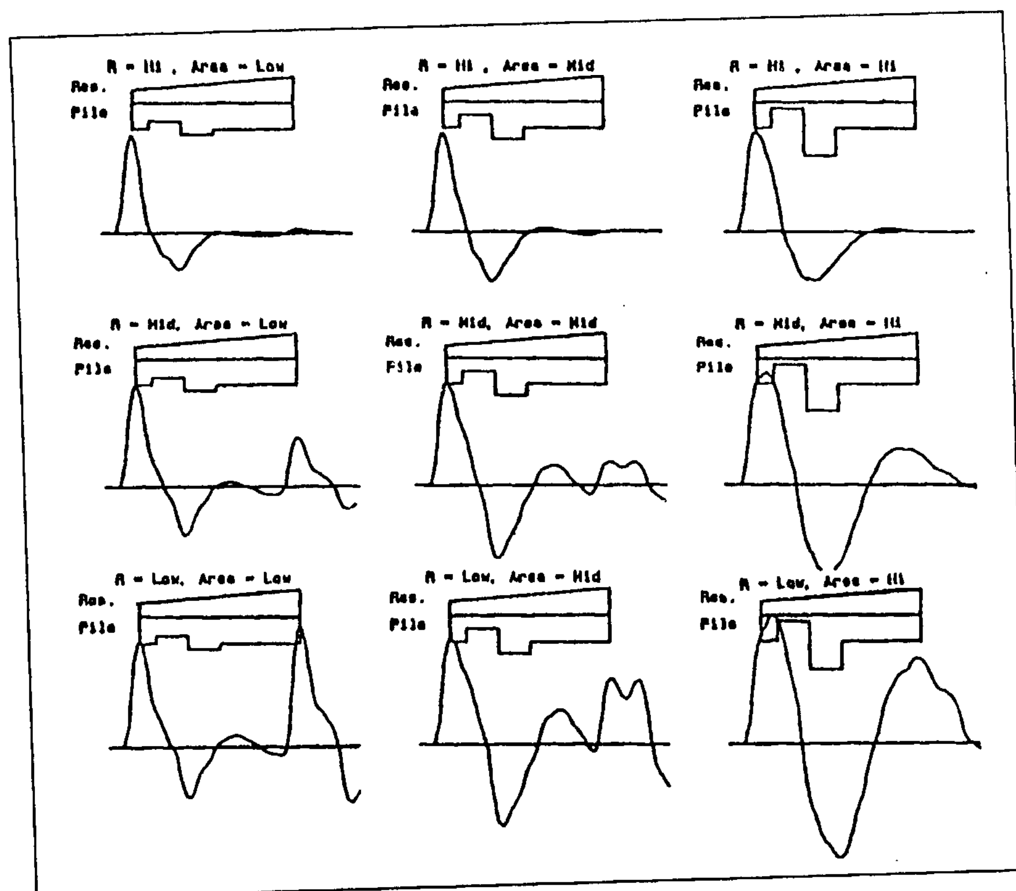

R = Hi , Area = Low
Res.
Pile
R = Hi , Area = Mid
Res.
Pile
R = Hi , Area = Hi
Res.
Pile
R = Mid, Area = Low
Res.
Pile
R = Mid, Area = Mid
Res.
Pile
R = Mid, Area = Hi
Res.
Pile
R = Low, Area = Low
Res
Pile
R = Low, Area = Mid
Res.
Pile
R = Low, Area = Hi
Res.
Pile

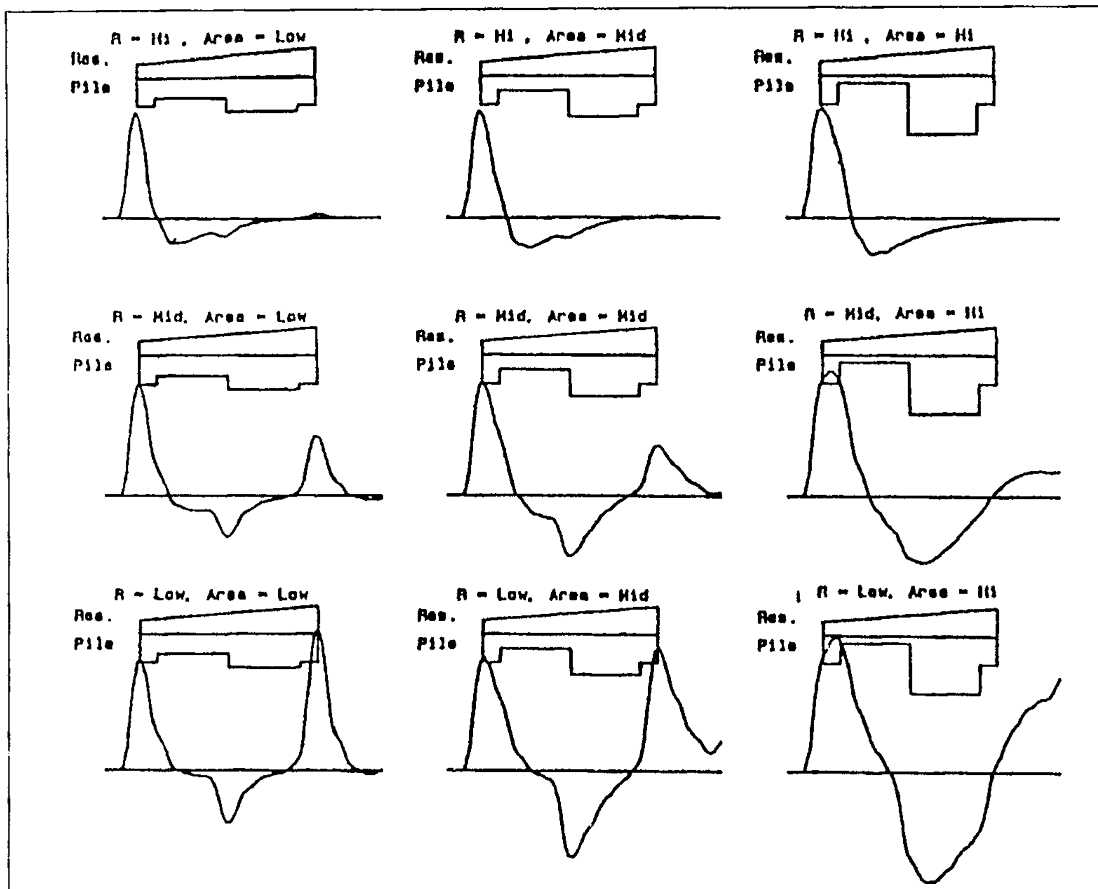

R = Hi , Area = Low
Res.
Pile
R = Hi , Area = Mid
Res.
Pile
R = Hi , Area = Hi
Res.
Pile
R = Mid, Area = Low
Res.
Pile
R = Mid, Area = Mid
Res.
Pile
R = Mid, Area = Hi
Res.
Pile
R = Low, Area = Low
Res.
Pile
R = Low, Area = Mid
Res.
Pile
R = Low, Area = Hi
Res.
Pile

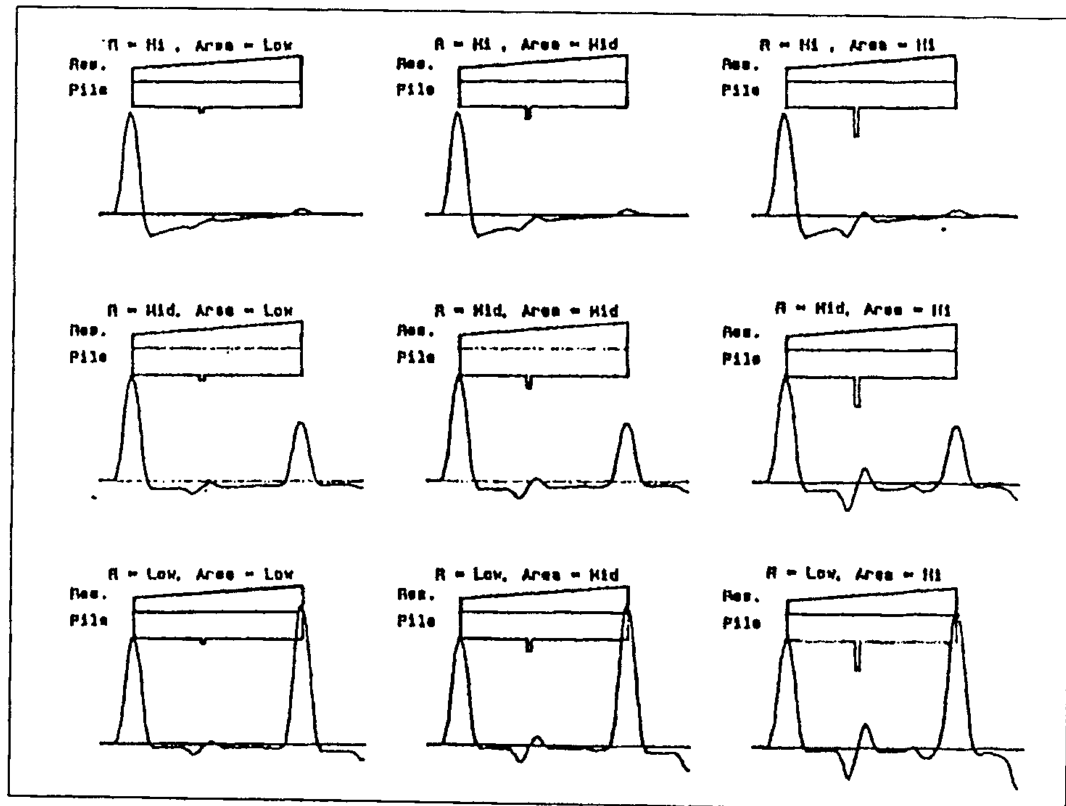

R = Hi , Area = Low
Res.
Pile
R = Hi , Area = Mid
Res.
Pile
R = Hi , Area = Hi
Res.
Pile
R = Mid,
Res.
Pile
R = Mid, Area = Mid
Res.
Pile
R = Mid, Area = Hi
Res.
Pile
Area = Low
Res.
Pile
R = Low, Area = Mid
Res.
Pile
R = Low, Area = Hi
Res.
Pile

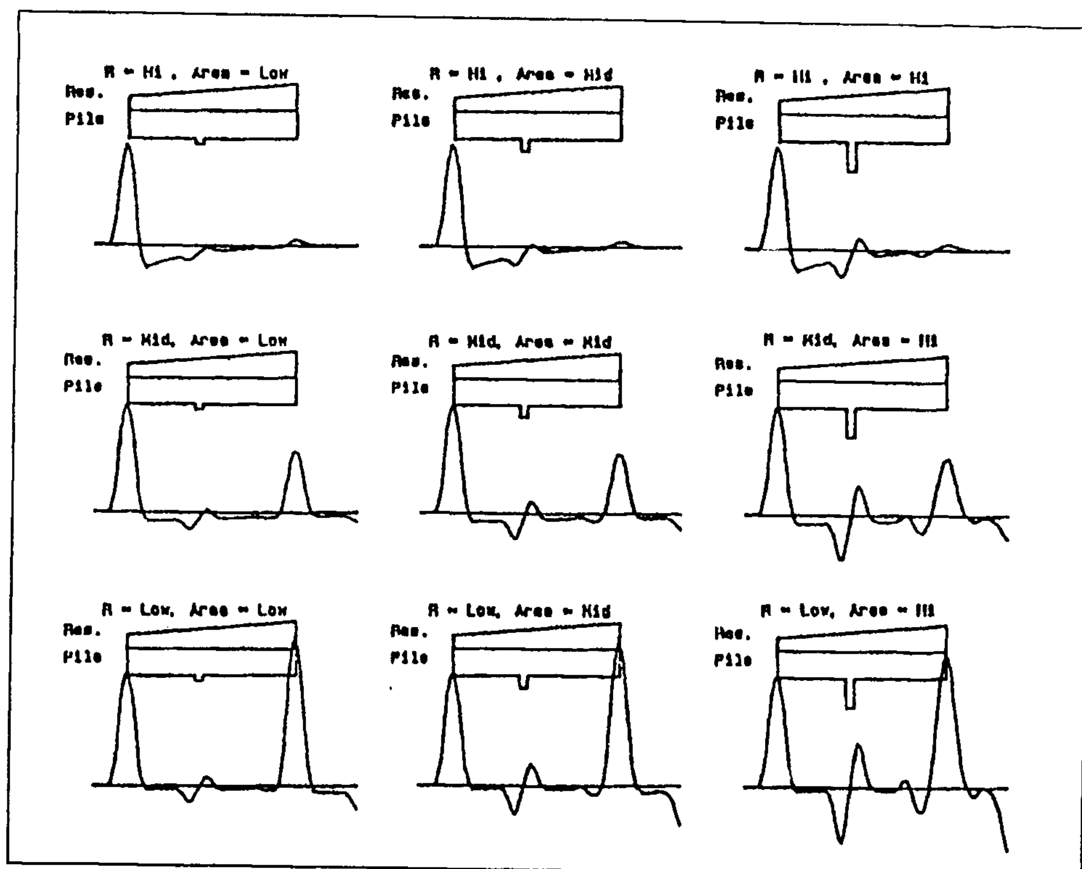

R = Hi , Area = Low
Res.
Pile
R = Hi , Area = Mid
Res.
Pile
R = Hi , Area = Hi
Res.
Pile
R = Mid, Area = Low
Res.
Pile
R = Mid, Area = Mid
Res.
Pile
R = Mid, Area = Hi
Res.
Pile
Area = Low
Res.
Pile
R = Low, Area = Mid
Res.
Pile
R = Low, Area = Hi
Res.
Pile

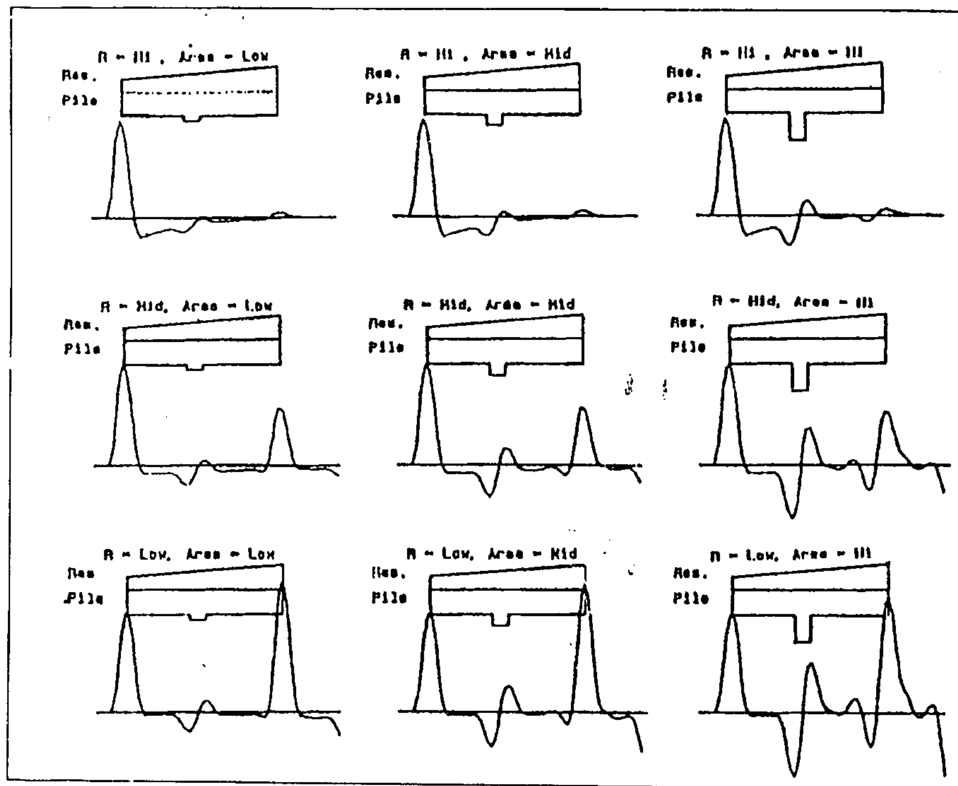

R = Hi , Area = Low
Res.
Pile
R = Hi , Area = Mid
Res.
Pile
R = Hi , Area = Hi
Res.
Pile
R = Mid, Area = Low
Res.
Pile
R = Mid, Area = Mid
Res.
Pile
R = Mid, Area = Hi
Res
Pile
R = Low, Area = Low
Res.
Pile
R = Low, Area = Mid
Res.
Pile
R = Low, Area = Hi
Res.
Pile

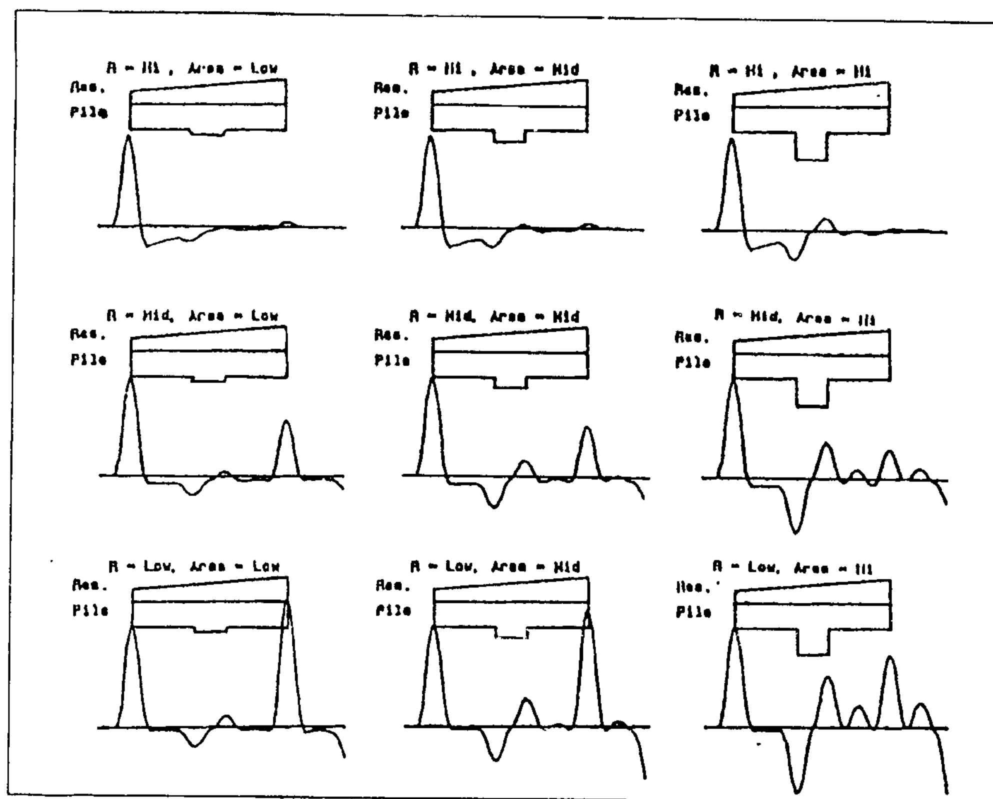

R = Hi , Area = Low
Res.
Pile
R = Hi , Area = Mid
Res.
Pile
R = Hi , Area = Hi
Res.
Pile
R = Mid, Area = Low
Res.
Pile
R = Mid, Area = Mid
Res.
Pile
R = Mid, Area = Hi
Res.
Pile
R = Low, Area = Low
Res.
Pile
R = Low, Area = Mid
Res.
Pile
R = Low, Area = Hi
Res.
Pile

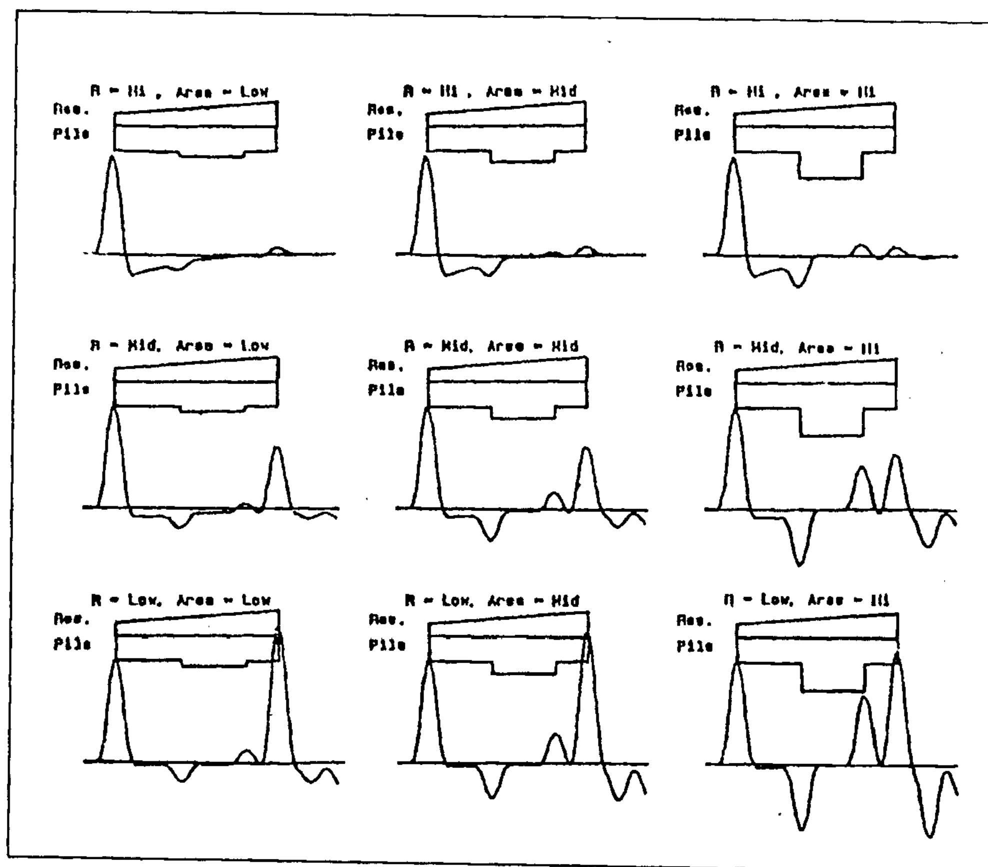

R - Hi , Area - Low
Res.
Pile
R - Hi , Area - Mid
Res.
Pile
R - Hi , Area - Hi
Res.
Pile
R - Mid, Area - Low
Res.
Pile
R - Mid, Area - Mid
Res.
Pile
R - Mid, Area - Hi
Res.
Pile
R - Low, Area - Low
Res.
Pile
R - Low, Area - Mid
Res.
Pile
R - Low, Area - Hi
Res.
Pile

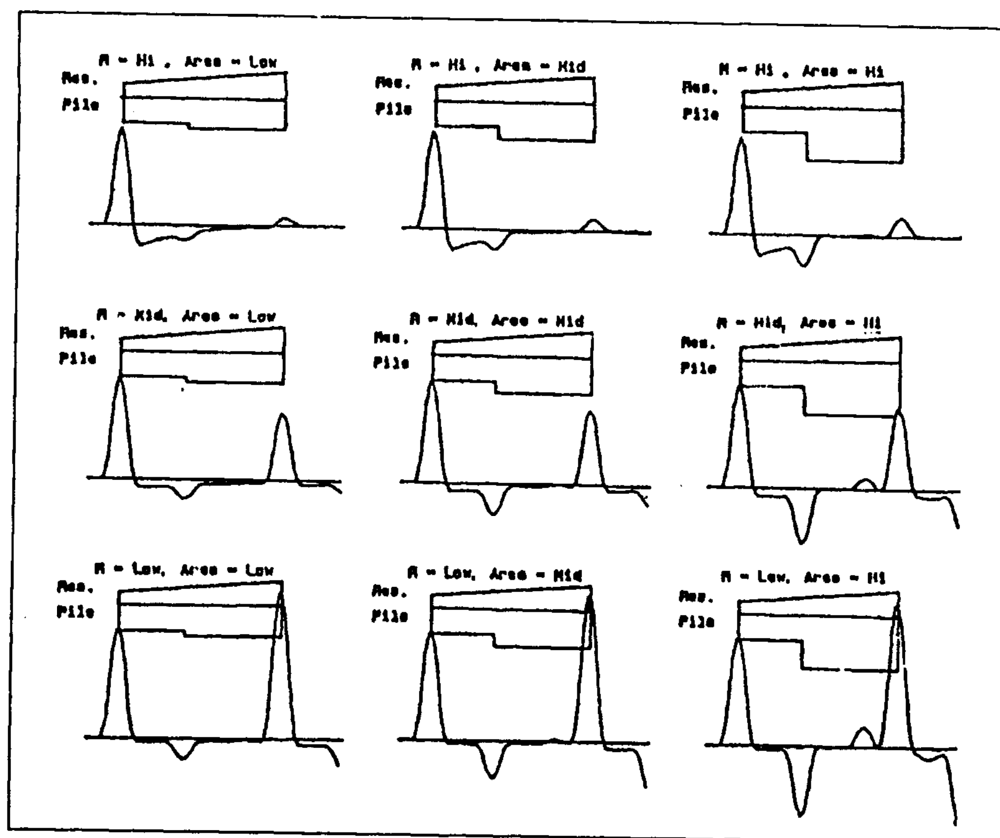

R = Hi , Area = Low
Res.
Pile
R = Hi , Area = Mid
Res.
Pile
R = Hi , Area = Hi
Res.
Pile
R = Mid, Area = Low
Res.
Pile
R = Mid, Area = Mid
Res.
Pile
R = Mid, Area = Hi
Res.
Pile
R = Low, Area = Low
Res.
Pile
R = Low, Area = Mid
Res.
Pile
R = Low, Area = Hi
Res.
Pile


R = Hi , Area = Low
Res.
Pile
R = Hi , Area = Mid
Res.
Pile
R = Hi , Area = Hi
Res.
Pile
R = Mid, Area = Low
Res.
Pile
R = Mid, Area = Mid
Res.
Pile
R = Mid, Area = Hi
Res.
Pile
R = Low, Area = Low
Res.
Pile
R = Low, Area = Mid
Res.
Pile
R = Low, Area = Hi
Res.
Pile

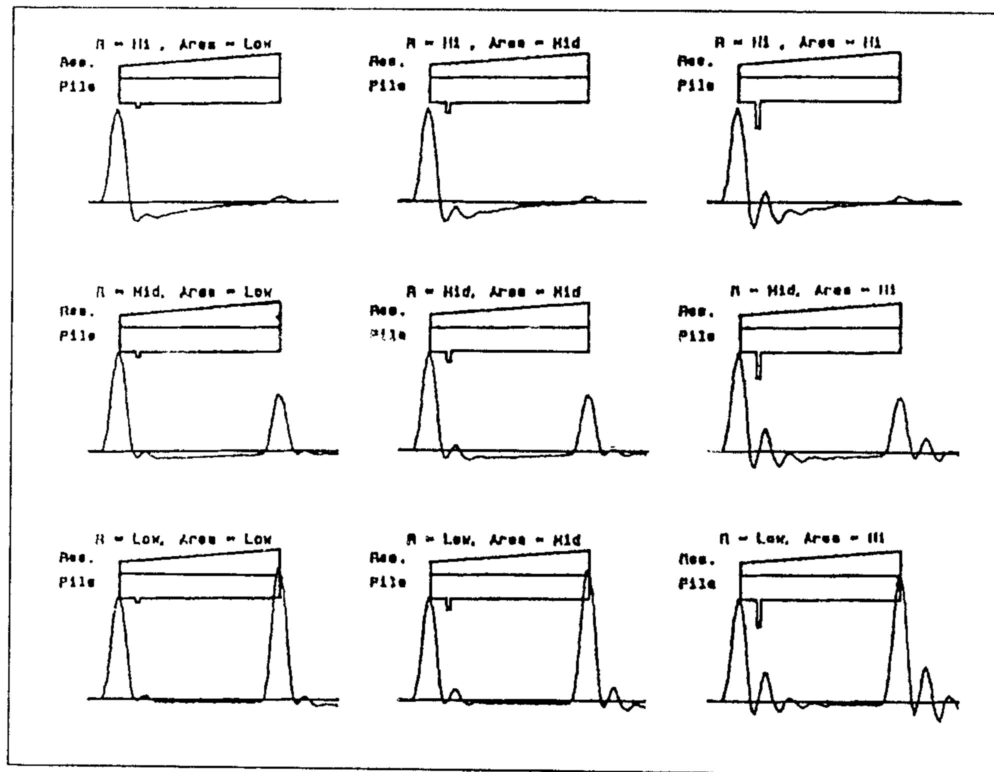

R - Hi , Area - Low
Res.
Pile
R - Hi , Area - Mid
Res.
Pile
R - Hi , Area - Hi
Res.
Pile
R - Mid, Area - Low
Res.
Pile
R - Mid, Area - Mid
Res.
Pile
R - Mid, Area - Hi
Res.
Pile
R - Low, Area - Low
Res.
Pile
R - Low, Area - Mid
Res.
Pile
R - Low, Area - Hi
Res.
Pile

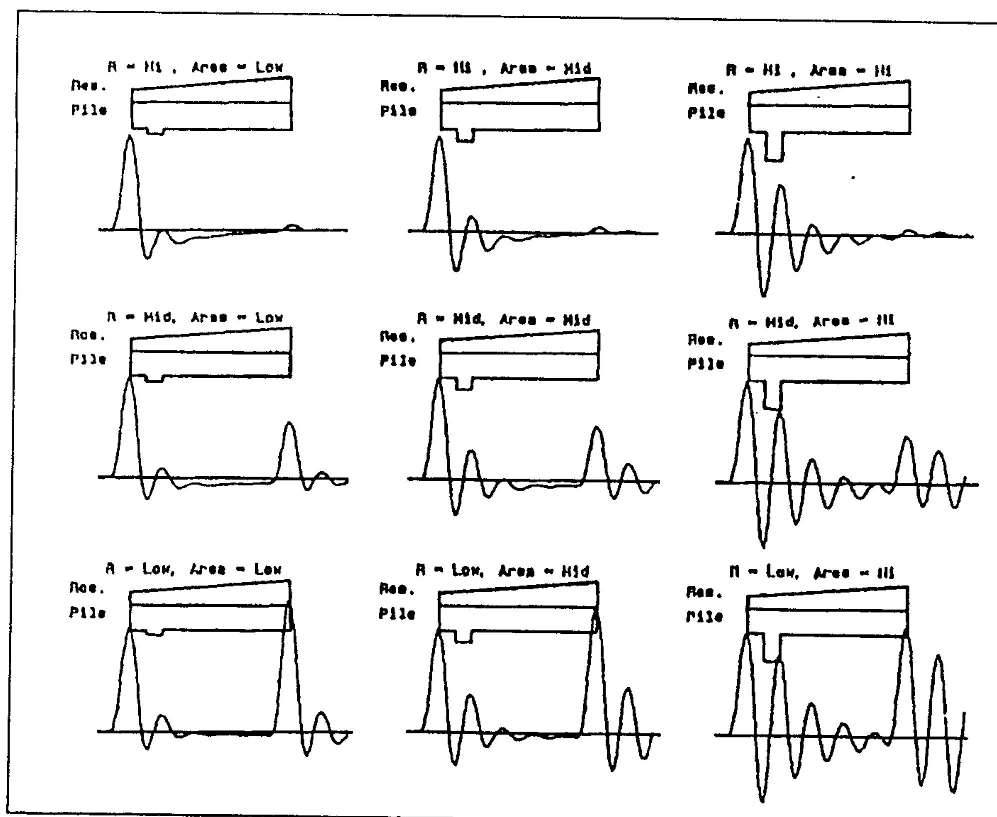

R - Hi , Area - Low
Res.
Pile
R - Hi , Area - Mid
Res.
Pile
R - Hi , Area - Hi
Res.
Pile
R - Mid, Area - Low
Res.
Pile
R - Mid, Area - Mid
Res.
Pile
R - Mid, Area - Hi
Res.
Pile
R - Low, Area - Low
Res.
Pile
R - Low, Area - Mid
Res.
Pile
R - Low, Area - Hi
Res.
Pile


R = Hi , Area = Low
Res.
Pile
R = Hi , Area = Mid
Res.
Pile
R = Hi , Area = Hi
Res.
Pile
R = Mid, Area = Low
Res.
Pile
R = Mid, Area = Mid
Res.
Pile
R = Mid, Area = Hi
Res.
Pile
R = Low, Area = Low
Res.
Pile
R = Low, Area = Mid
Res.
Pile
R = Low, Area = Hi
Res.
Pile

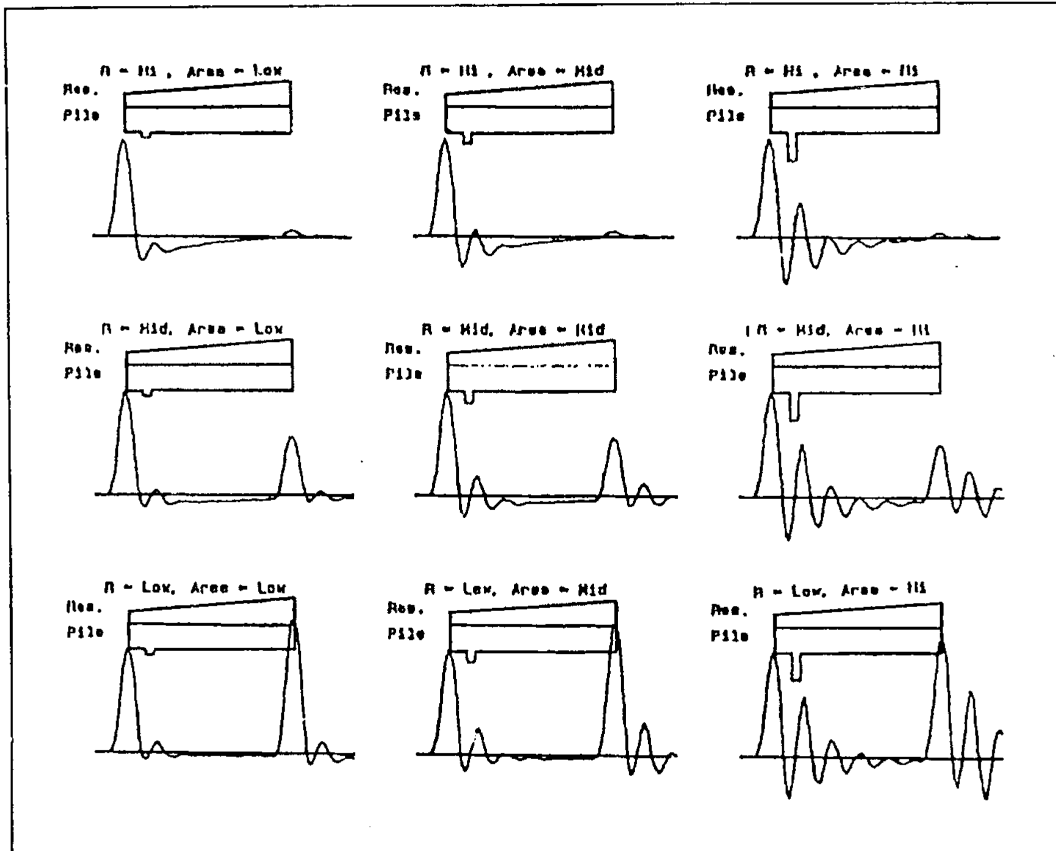

R = Hi , Area = Low
Res.
Pile
R = Hi , Area = Mid
Res.
Pile
R = Hi , Area = Hi
Res.
Pile
R = Mid, Area = Low
Res.
Pile
R = Mid, Area = Mid
Res.
Pile
R = Mid, Area = Hi
Res.
Pile
R = Low, Area = Low
Res.
Pile
R = Low, Area = Mid
Res.
Pile
R = Low, Area = Hi
Res.
Pile

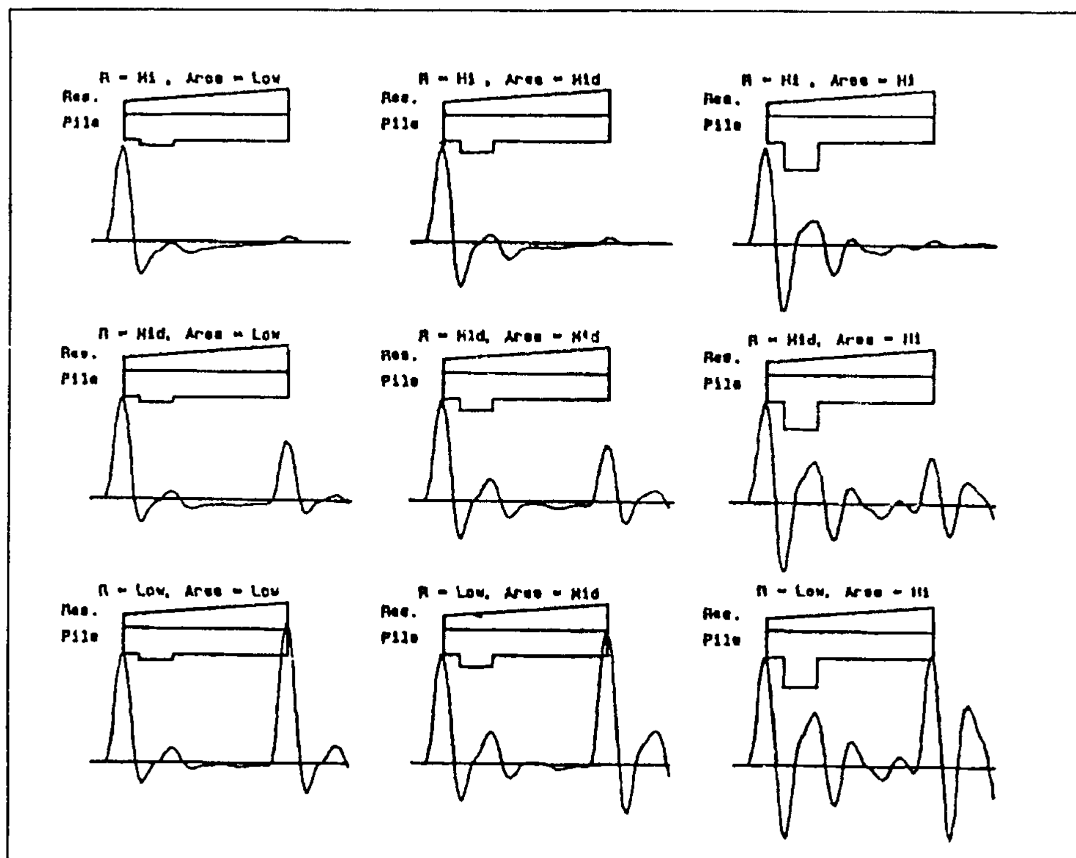
TĂNG GẢN ĐẦU CỌC



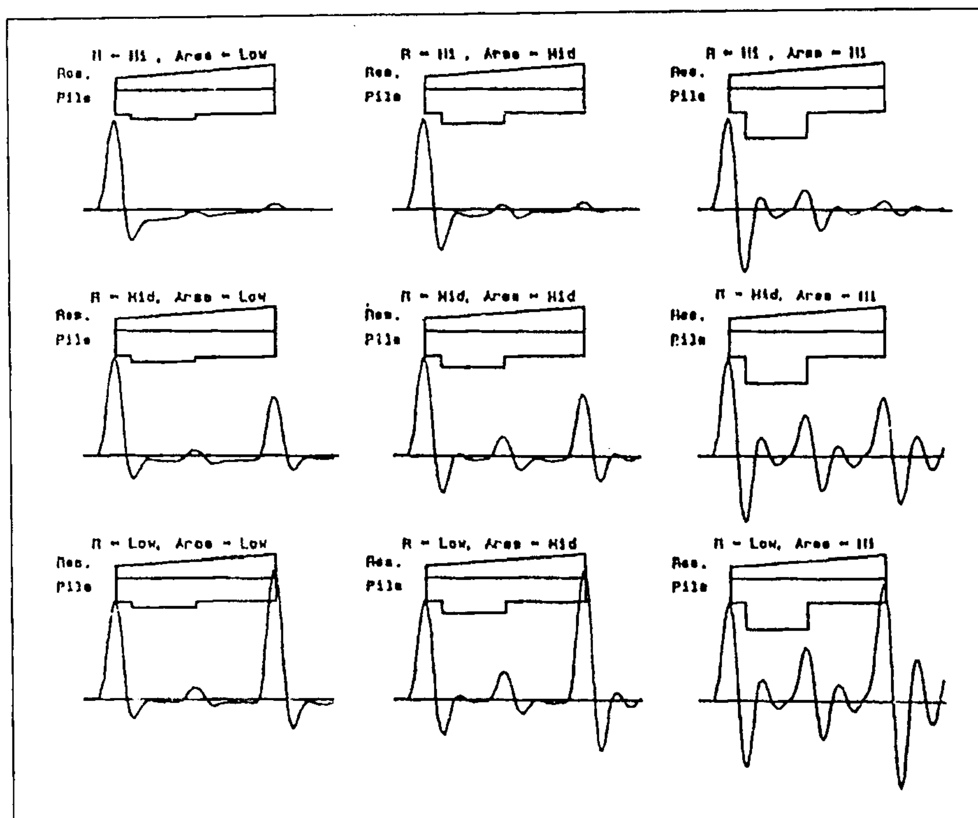


TĂNG GẦN ĐẦU CỌC

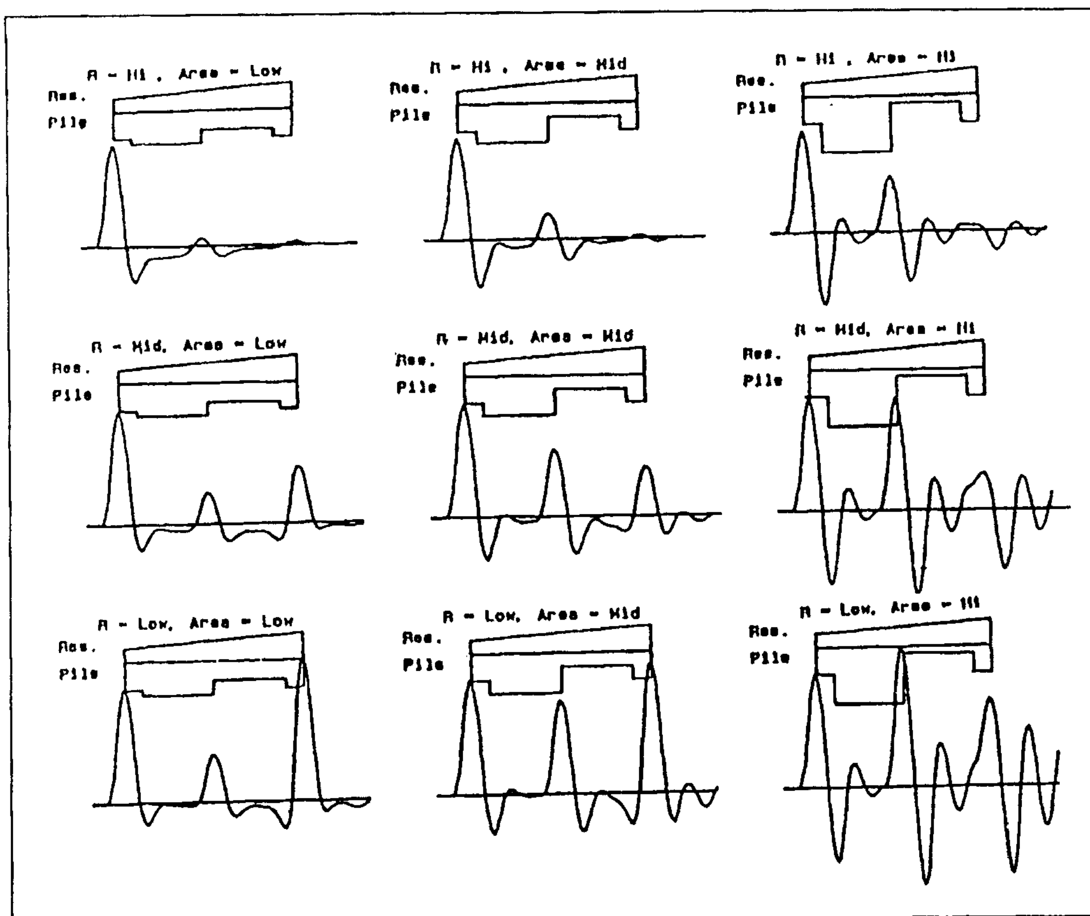


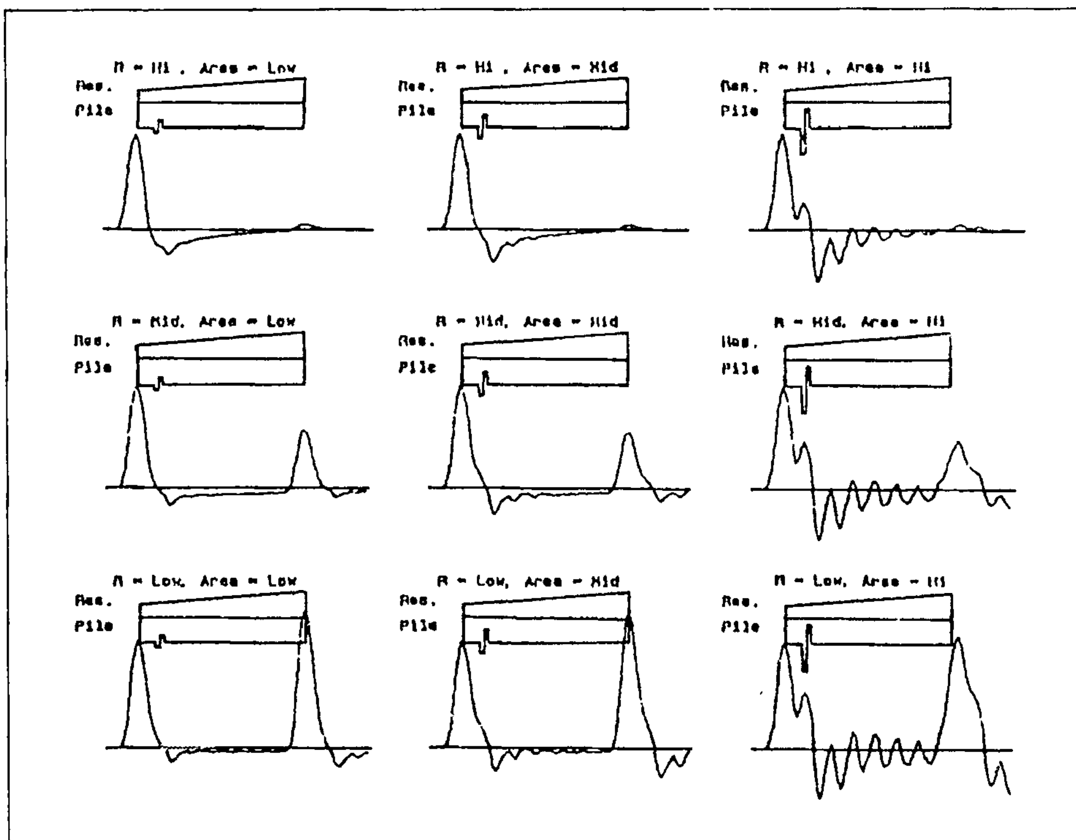


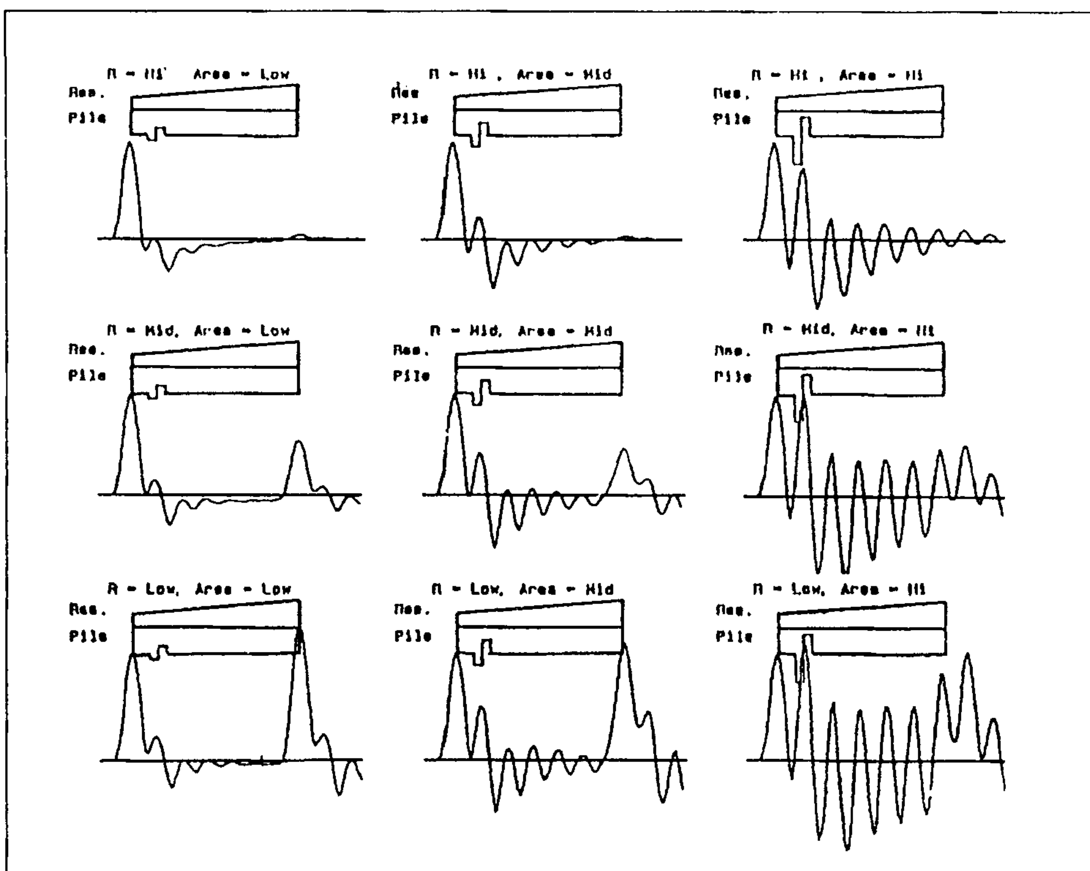
TĂNG GẢN ĐẦU CỌC



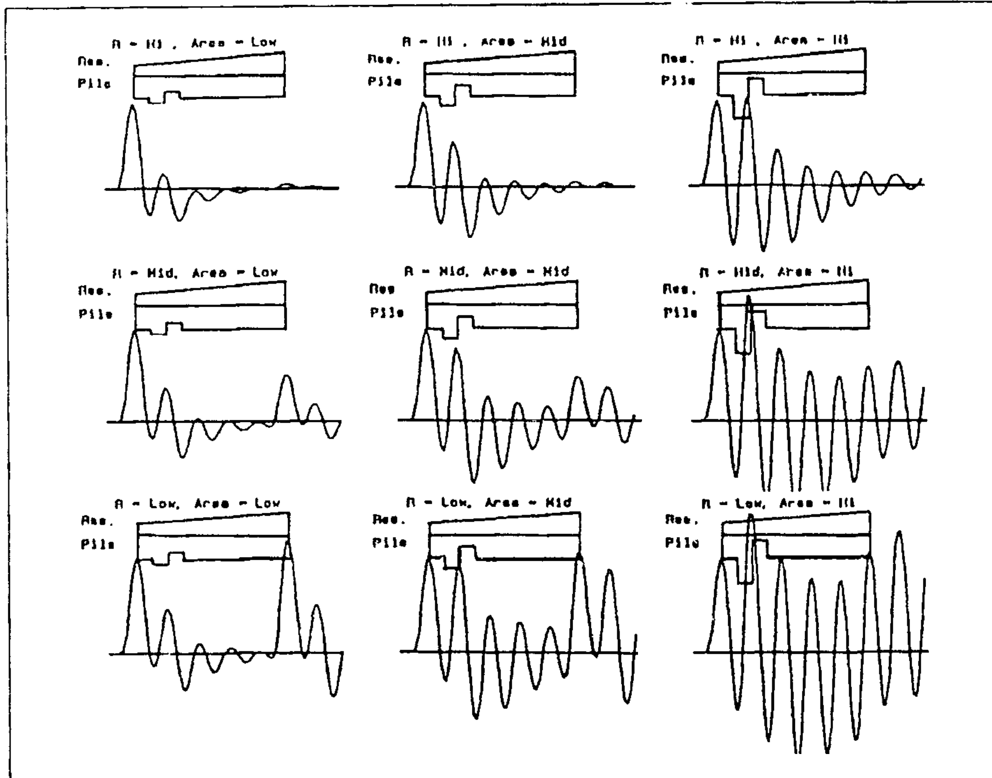
TĂNG\GIẢM GẢN ĐẦU CỌC

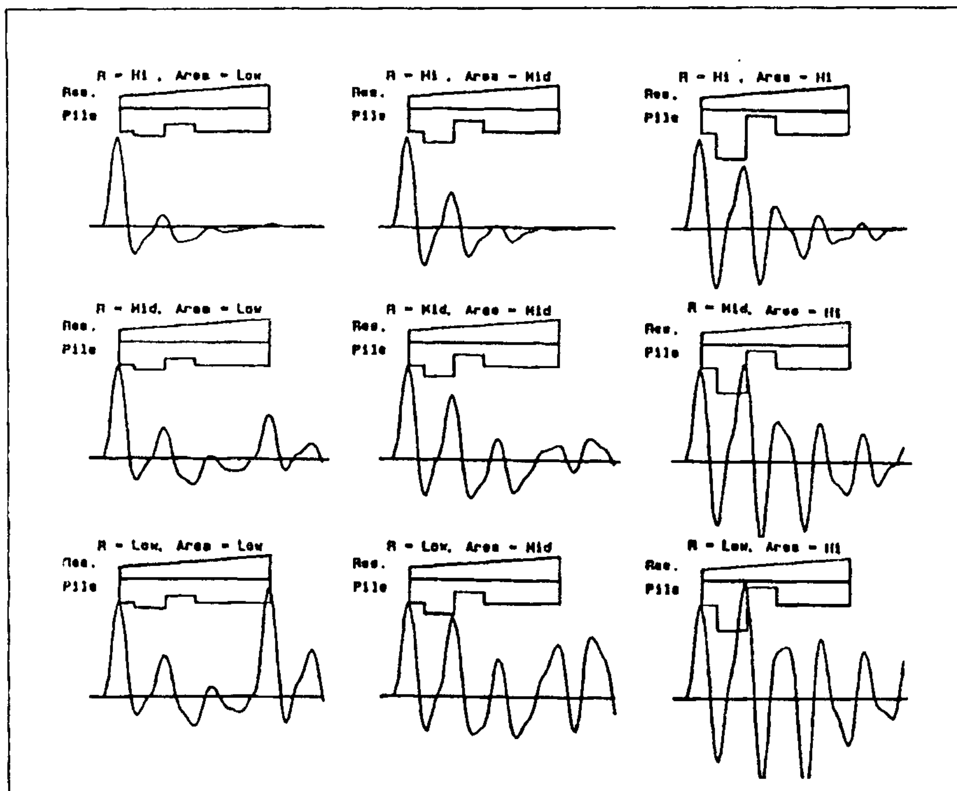


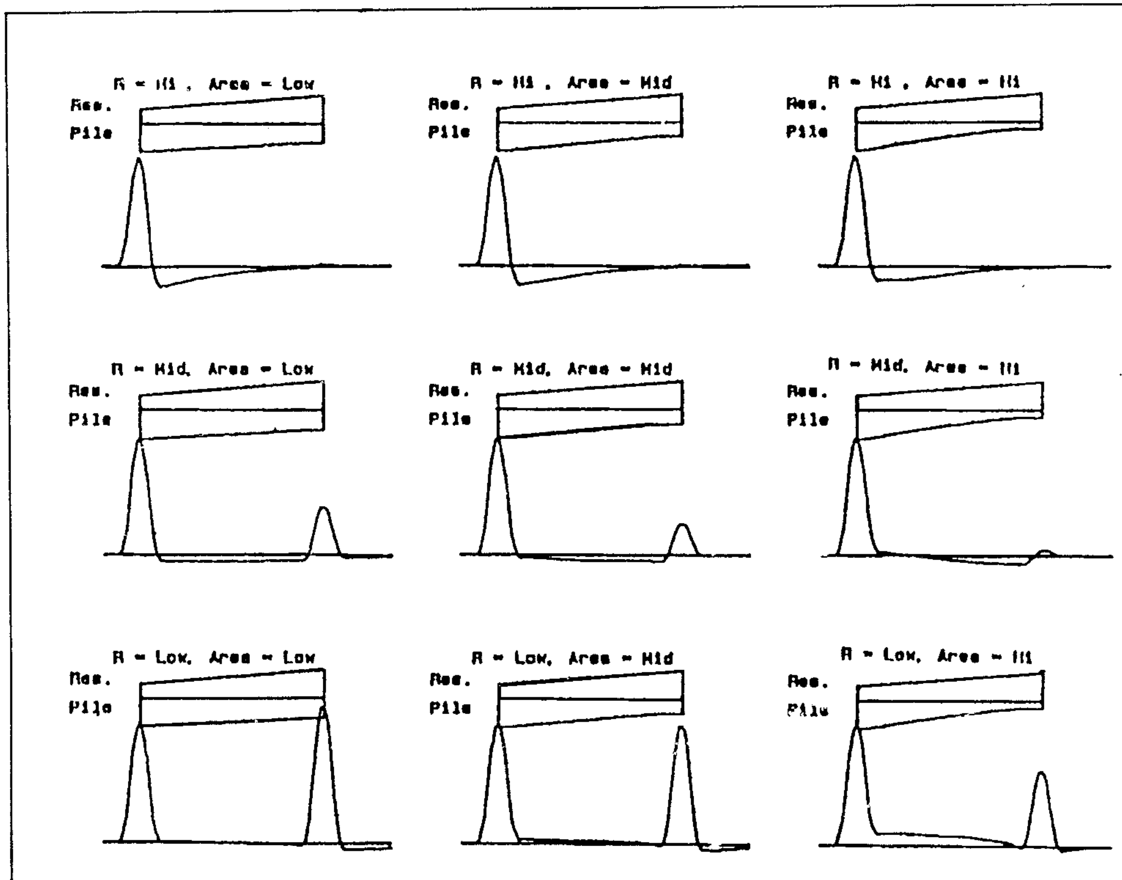

R = Hi , Area = Low
Res.
Pile
R = Hi , Area = Mid
Res.
Pile
R = Hi , Area = Hi
Res.
Pile
R = Mid, Area = Low
Res.
Pile
R = Mid, Area = Mid
Res.
Pile
R = Mid, Area = Hi
Res.
Pile
R = Low, Area = Low
Res.
Pile
R = Low, Area = Mid
Res.
Pile
R = Low, Area = Hi
Res.
Pile

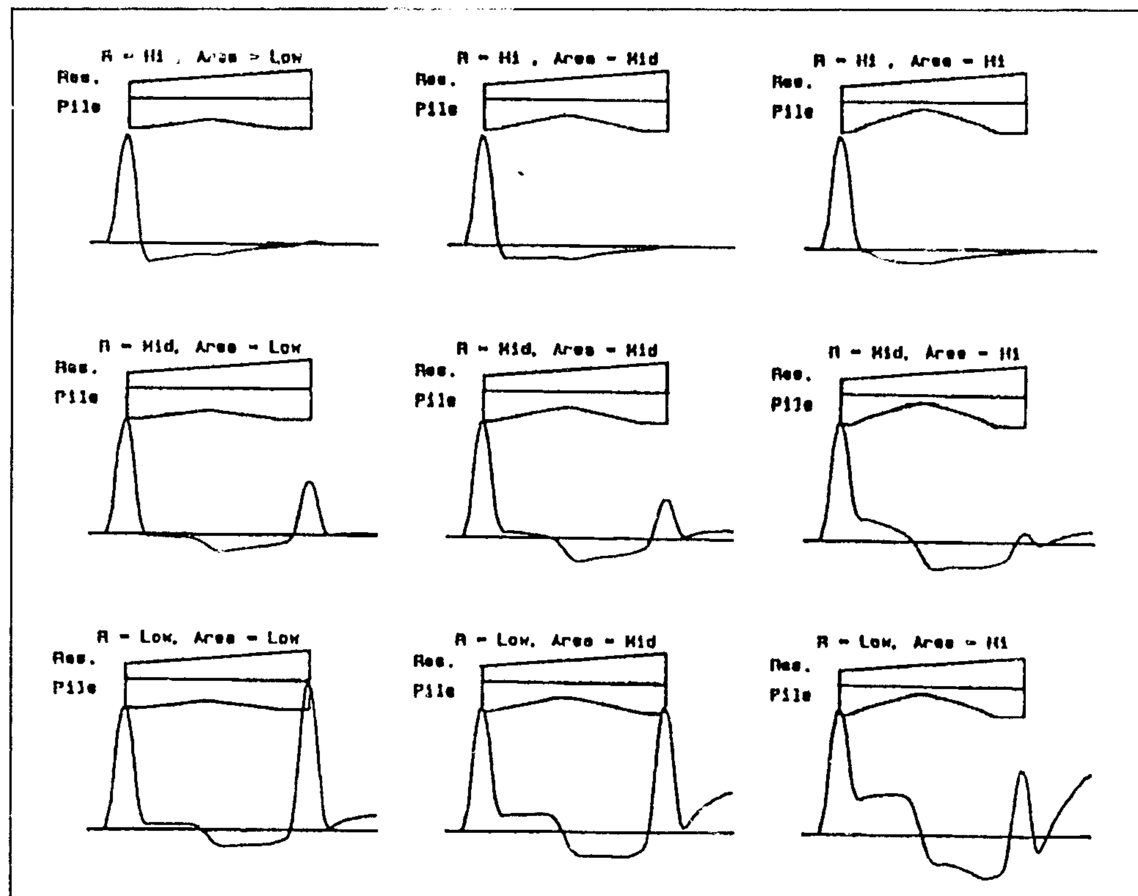

R = Hi Area = Low
Res.
Pile
R = Hi , Area = Mid
Res
Pile
R = Hi , Area = Hi
Res.
Pile
R = Mid, Area = Low
Res.
Pile
R = Mid, Area = Mid
Res.
Pile
R = Mid, Area = Hi
Res.
Pile
R = Low, Area = Low
Res.
Pile
R = Low, Area = Mid
Res.
Pile
R = Low, Area = Hi
Res.
Pile

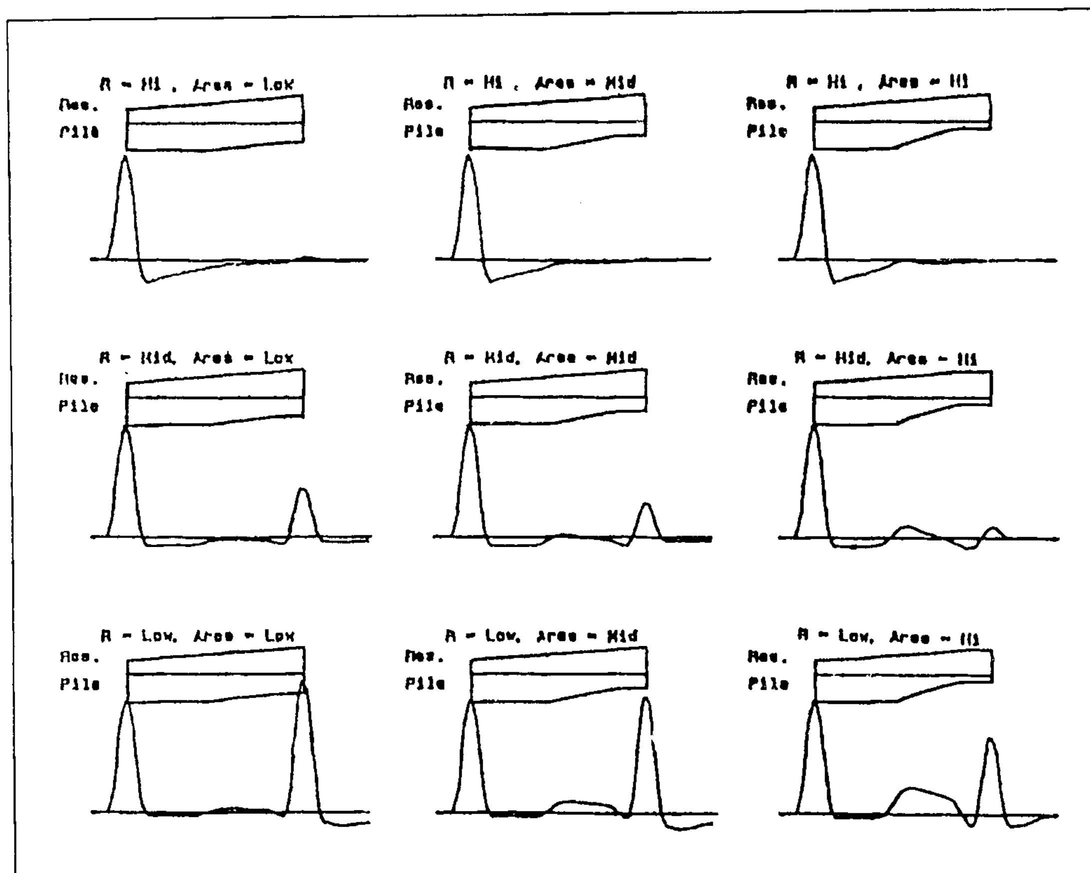
TĂNG\GIẢM GẦN ĐẦU CỌC

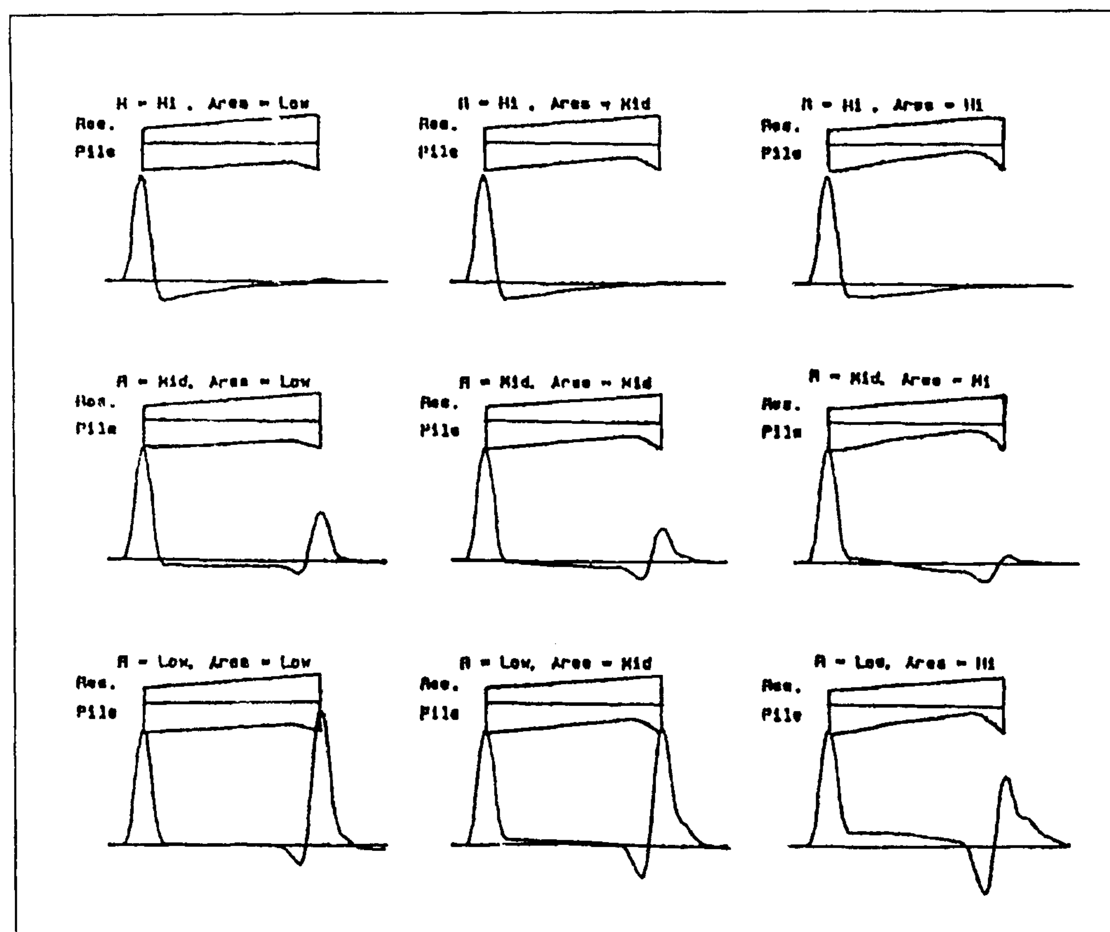


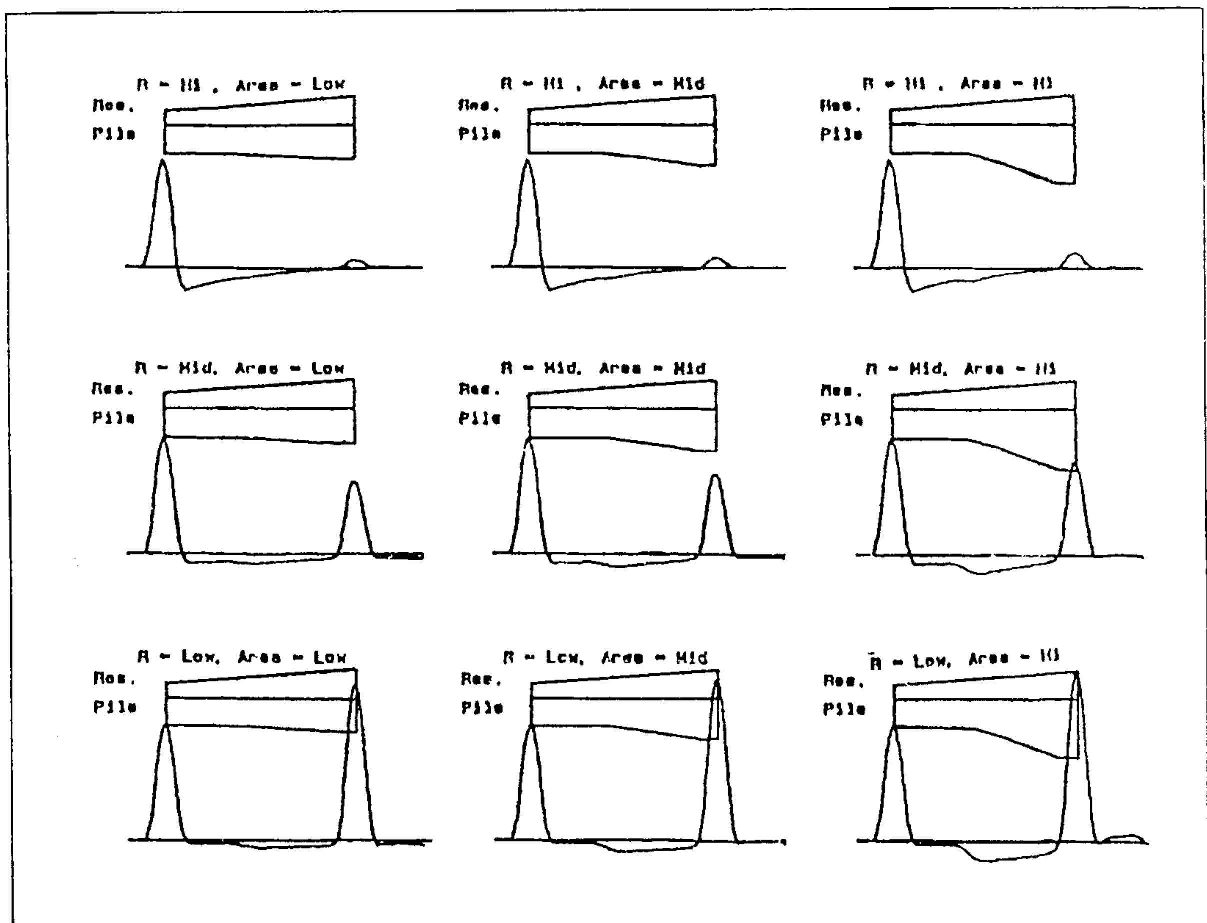


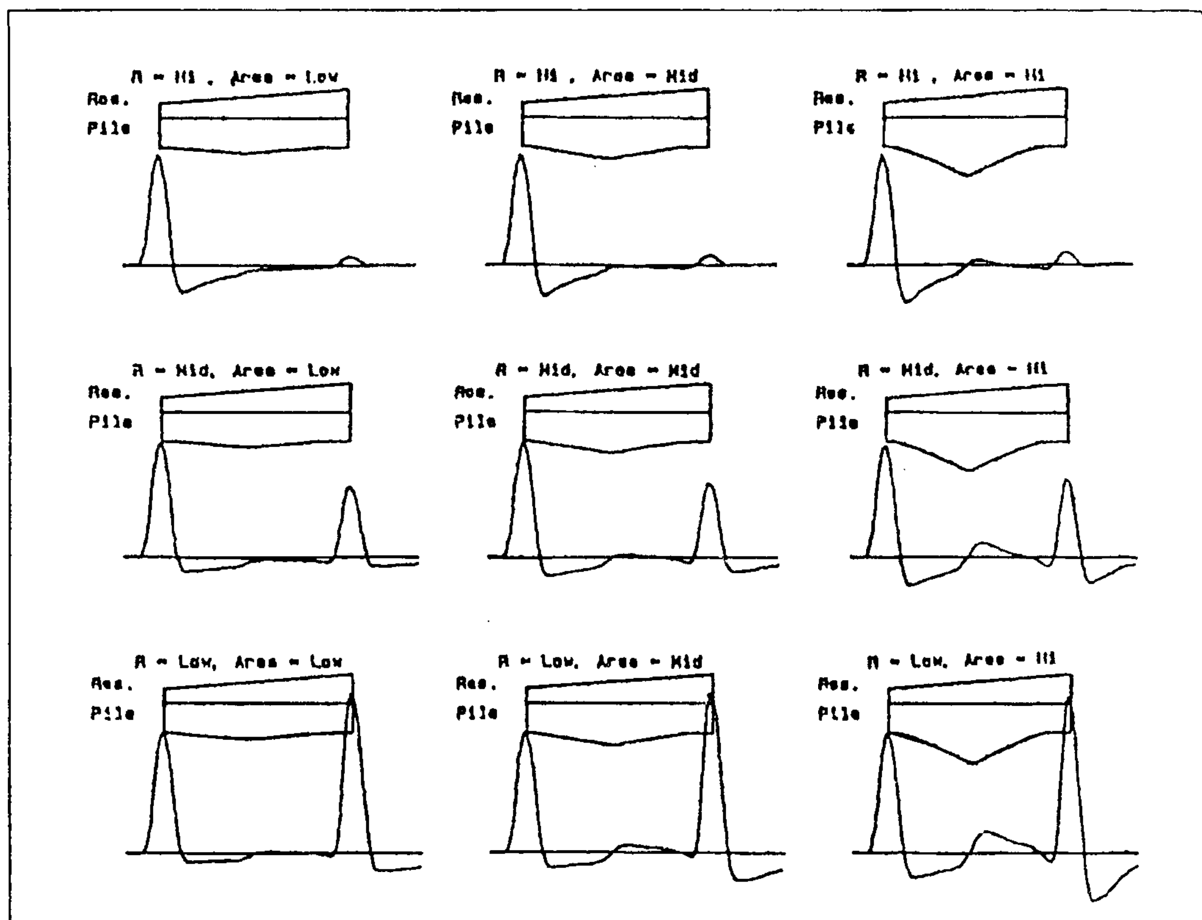

R = Hi , Area = Low
Res.
Pile
R = Hi , Area = Mid
Res.
Pile
R = Hi , Area = Hi
Res.
Pile
R = Mid, Area = Low
Res.
Pile
R = Mid, Area = Mid
Res.
Pile
R = Mid, Area = Hi
Res.
Pile
R = Low, Area = Low
Res.
Pile
R = Low, Area = Mid
Res.
Pile
R = Low, Area = Hi
Res.


R = Hi , Area = Low
Res.
Pile
R = Hi , Area = Mid
Res.
Pile
R = Hi , Area = Hi
Res.
Pile
R = Mid, Area = Low
Res.
Pile
R = Mid, Area = Mid
Res.
Pile
R = Mid, Area = Hi
Res.
Pile
R = Low, Area = Low
Res.
Pile
R = Low, Area = Mid
Res.
Pile
R = Low, Area = Hi
Res.
Pile

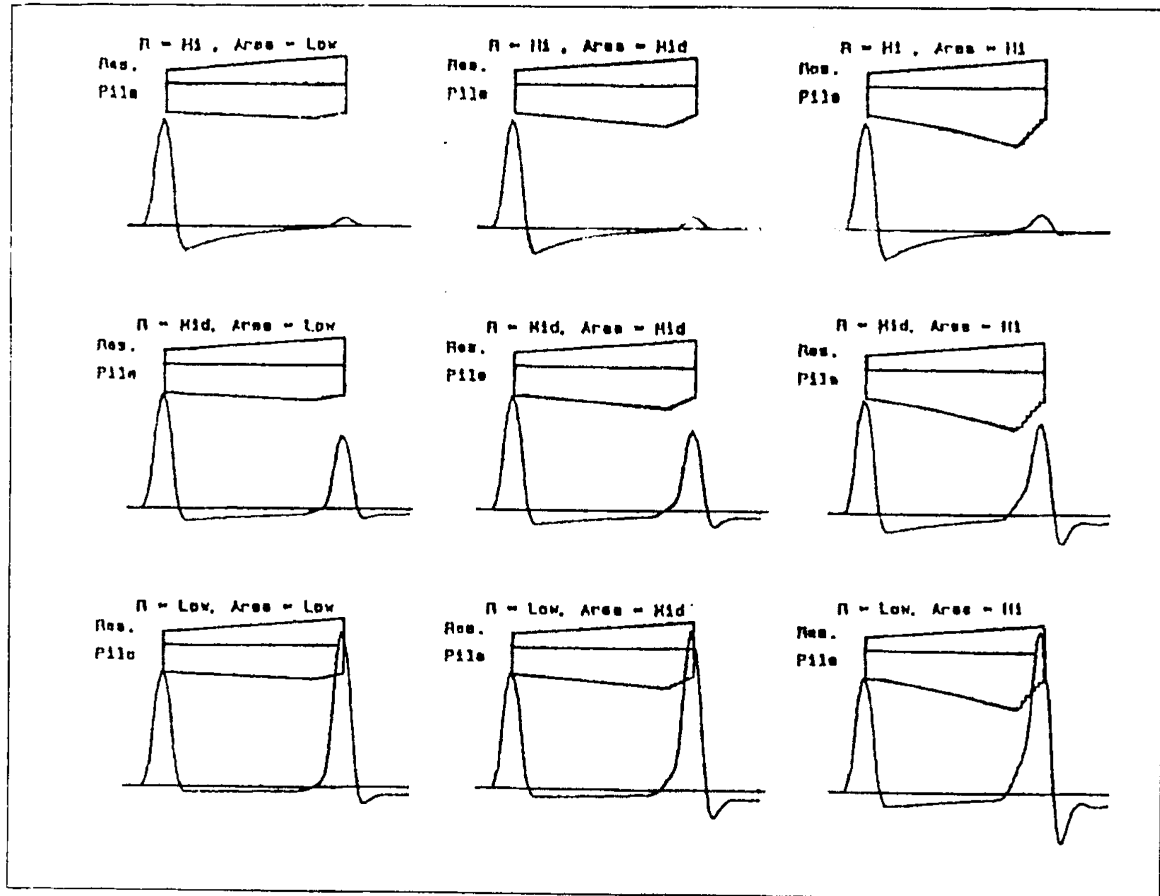

A = Hi , Area = Low
A = Hi , Area = Mid
A = Hi , Area = Hi
A = Mid, Area = Low
A = Mid, Area = Mid
A = Mid, Area = Hi
A = Low, Area = Low
A = Low, Area = Mid
A = Low, Area = Hi
Res.
Pile


A = Hi , Area = Low
A = Hi , Area = Mid
A = Hi , Area = Hi
A = Mid, Area = Low
A = Mid, Area = Mid
A = Mid, Area = Hi
A = Low, Area = Low
A = Low, Area = Mid
A = Low, Area = Hi
Res.
Pile

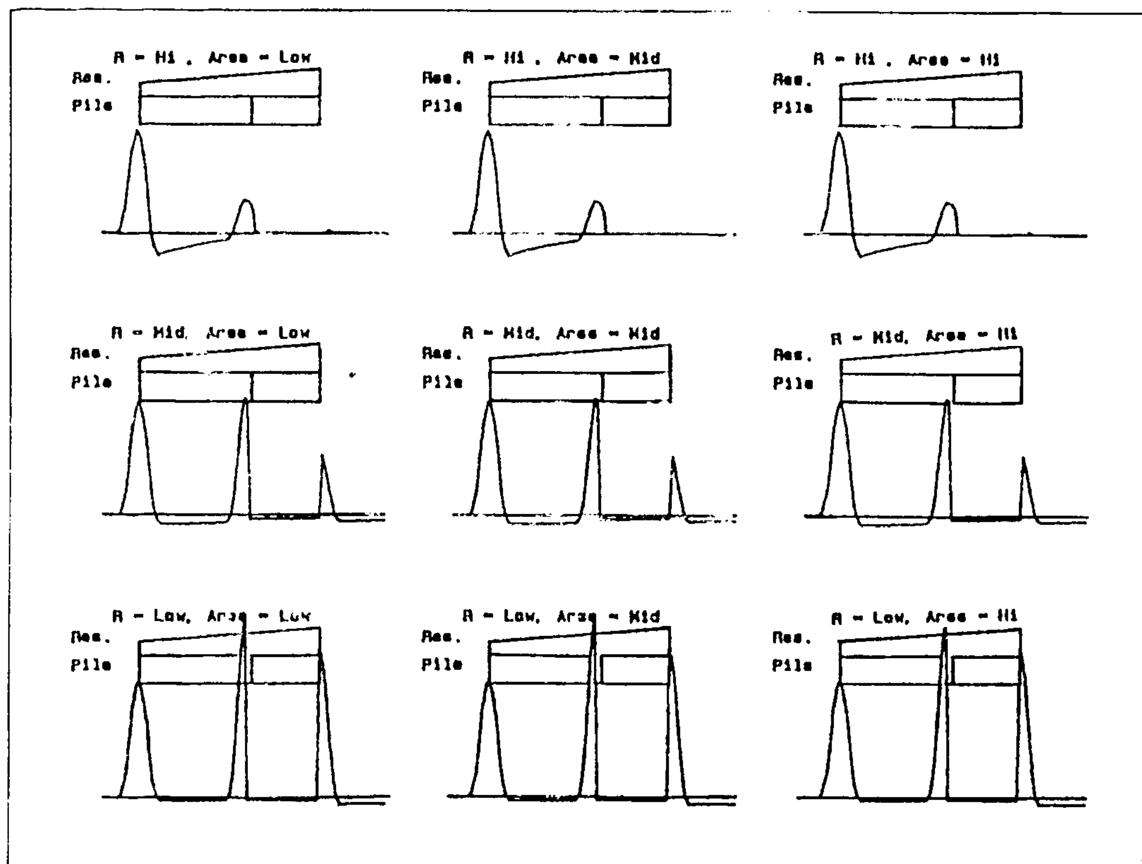

R - Hi , Area - Low
Res.
Pile
R - Hi , Area - Mid
Res.
Pile
R - Hi , Area - Hi
Res.
Pile
R - Mid, Area - Low
Res.
Pile
R - Mid, Area - Mid
Res.
Pile
R - Mid, Area - Hi
Res.
Pile
R - Low, Area - Low
Res.
Pile
R - Low, Area - Mid
Res.
Pile
R - Low, Area - Hi
Res.
Pile

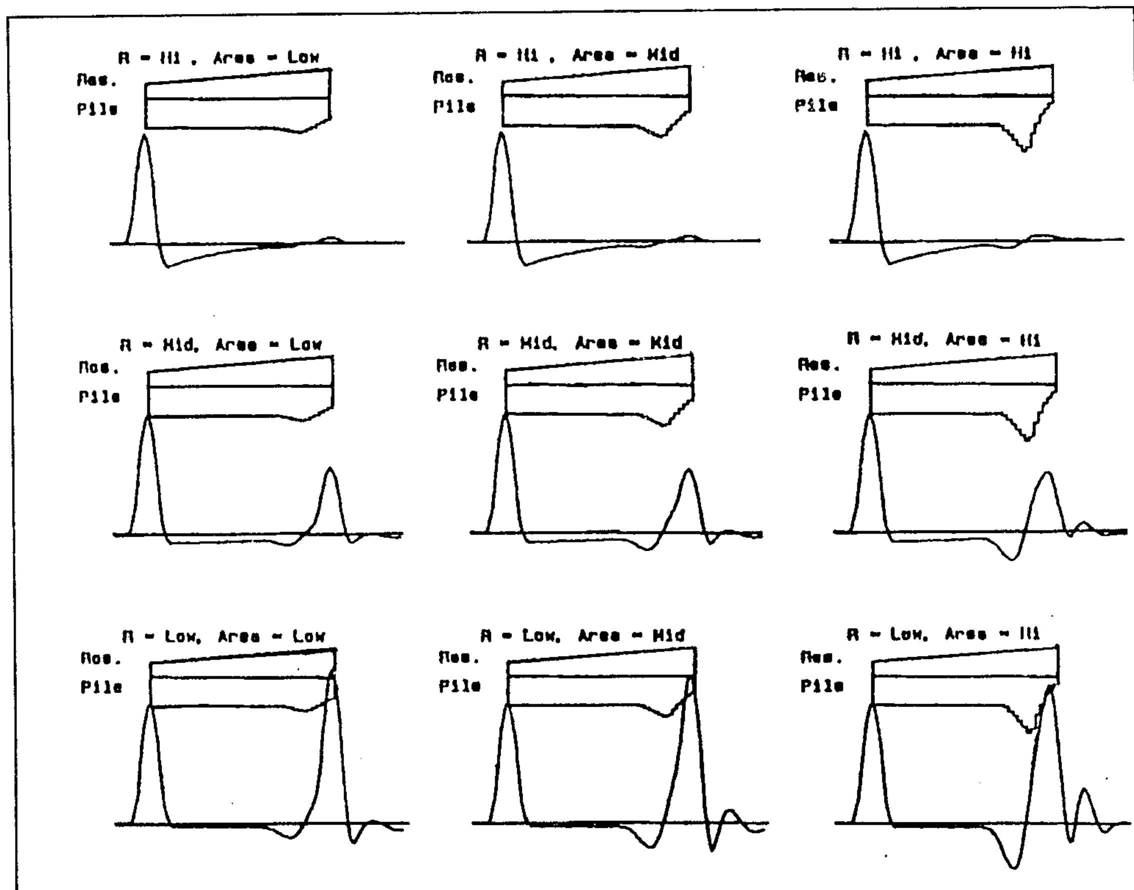

R - Hi , Area - Low
Res.
Pile
R - Hi , Area - Mid
Res.
Pile
R - Hi , Area - Hi
Res.
Pile
R - Mid, Area - Low
Res.
Pile
R - Mid, Area - Mid
Res.
Pile
R - Mid, Area - Hi
Res.
Pile
R - Low, Area - Low
Res.
Pile
R - Low, Area - Mid
Res.
Pile
R - Low, Area - Hi
Res.
Pile

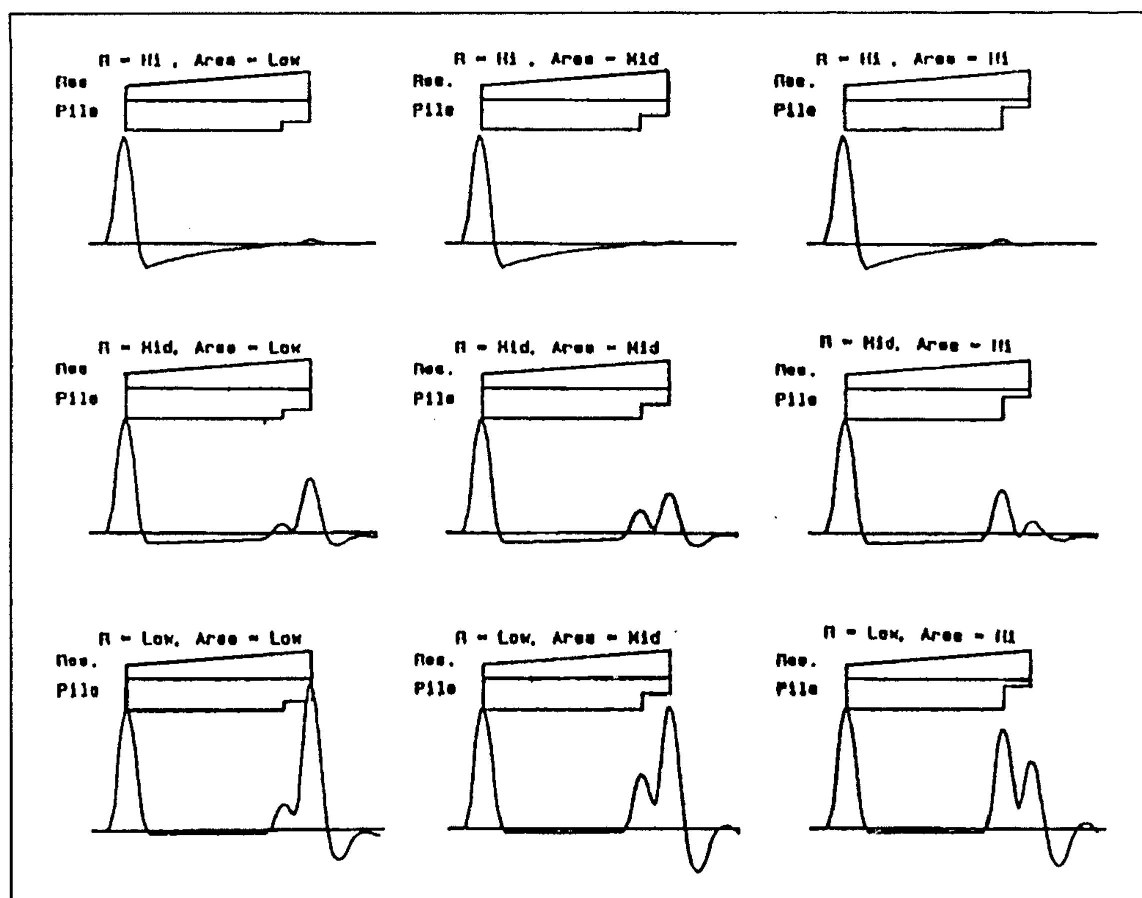
THAY ĐỔI DẦN

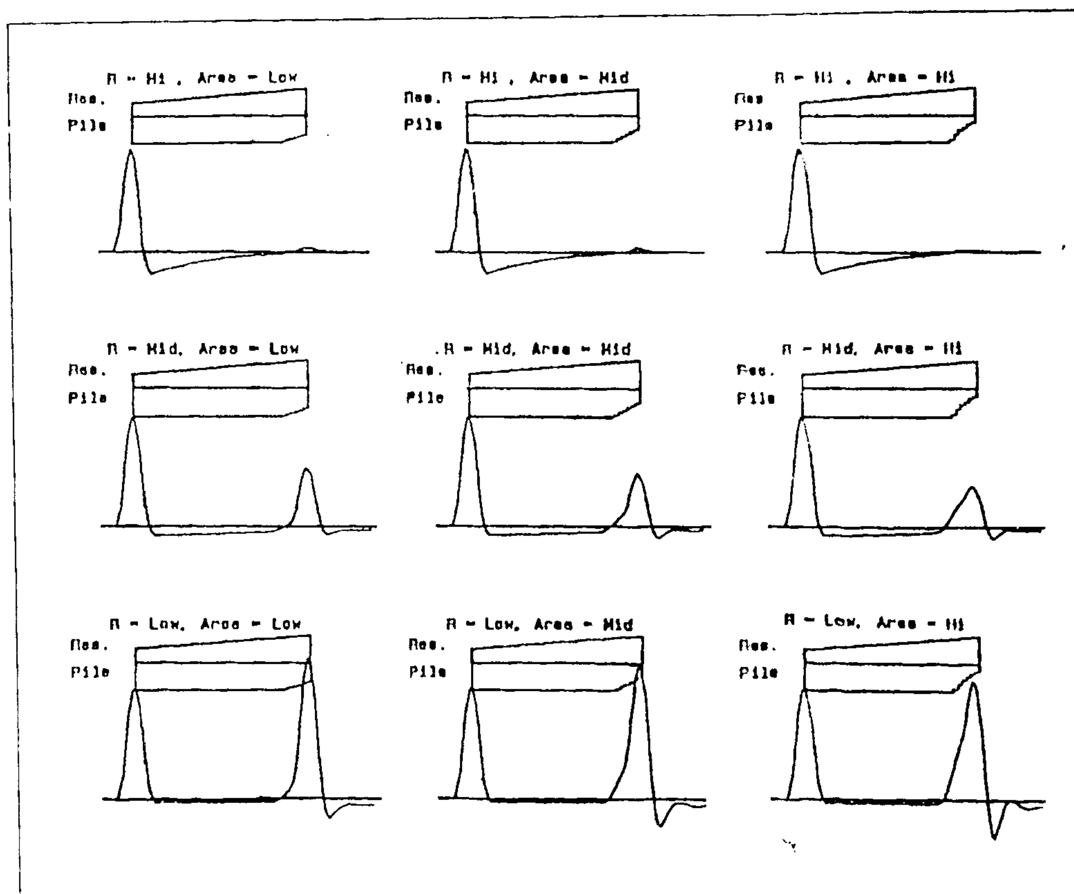


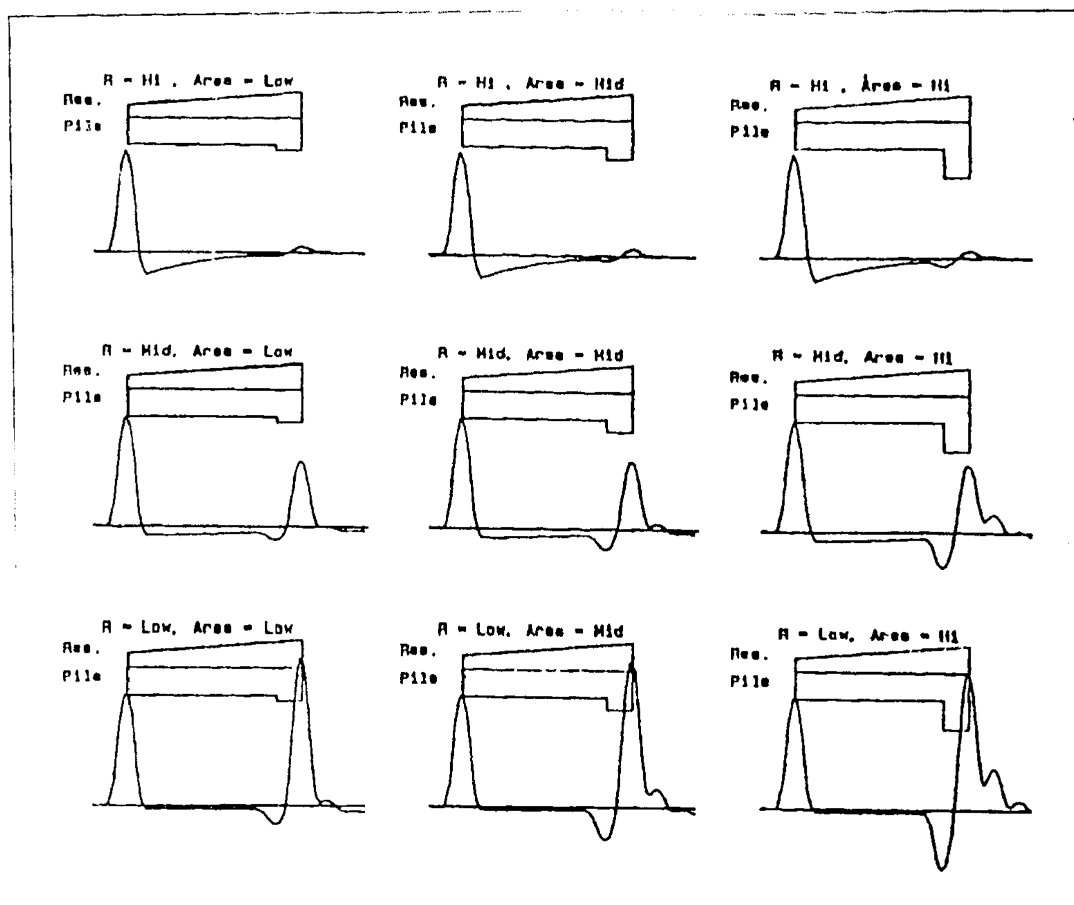
NỨT RỜI

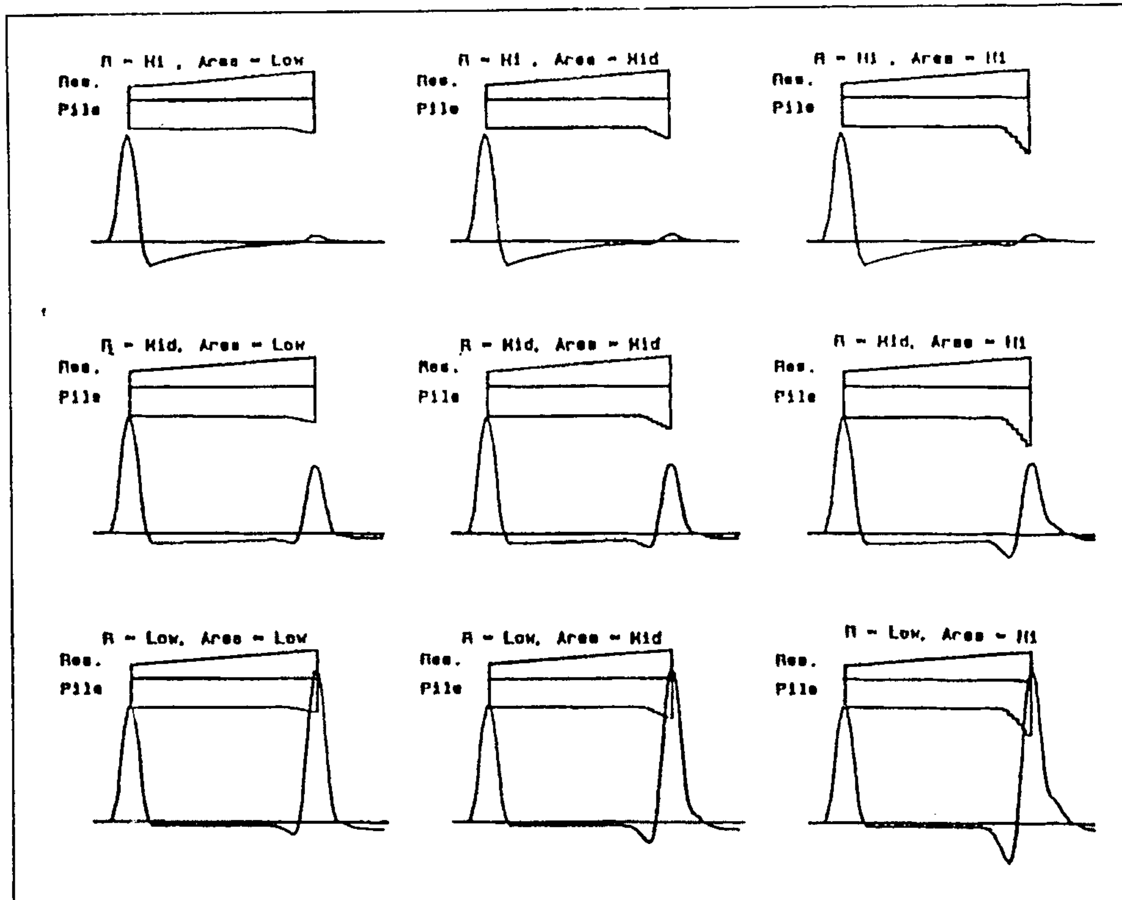


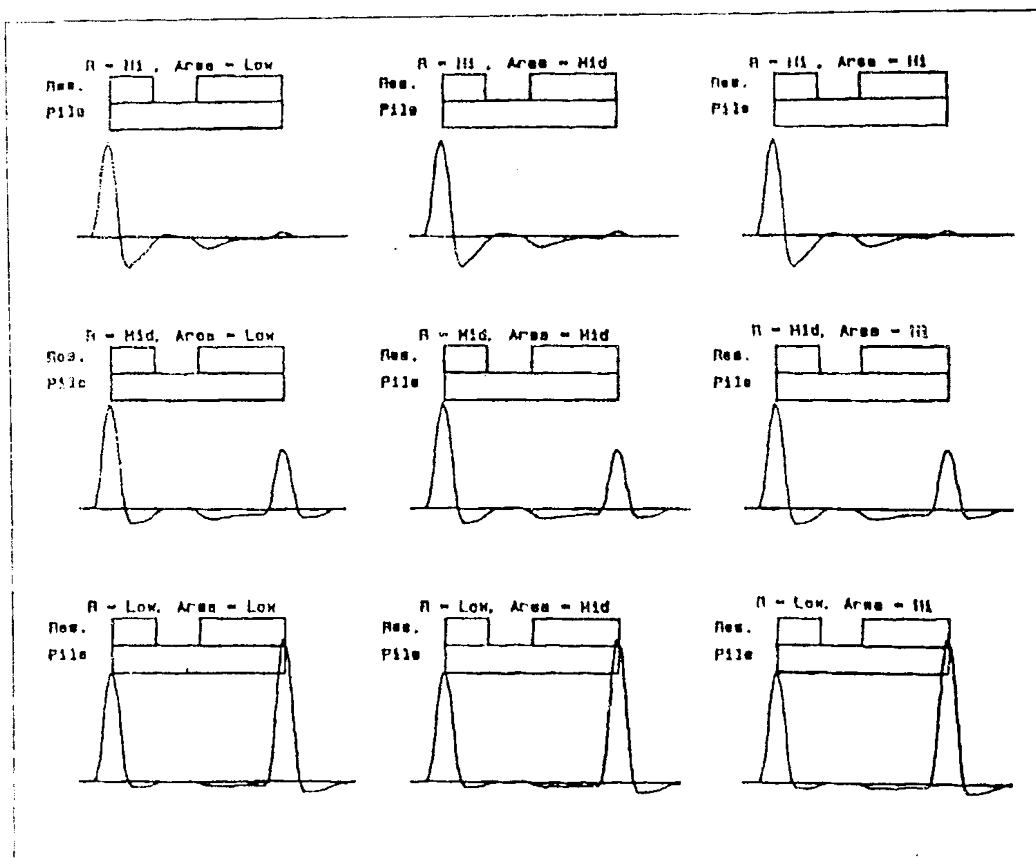

R = Hi , Area = Low
Res.
Pile
R = Hi , Area = Mid
Res.
Pile
R = Hi , Area = Hi
Res.
Pile
R = Mid, Area = Low
Res.
Pile
R = Mid, Area = Mid
Res.
Pile
R = Mid, Area = Hi
Res.
Pile
R = Low, Area = Low
Res.
Pile
R = Low, Area = Mid
Res.
Pile
R = Low, Area = Hi
Res.
Pile

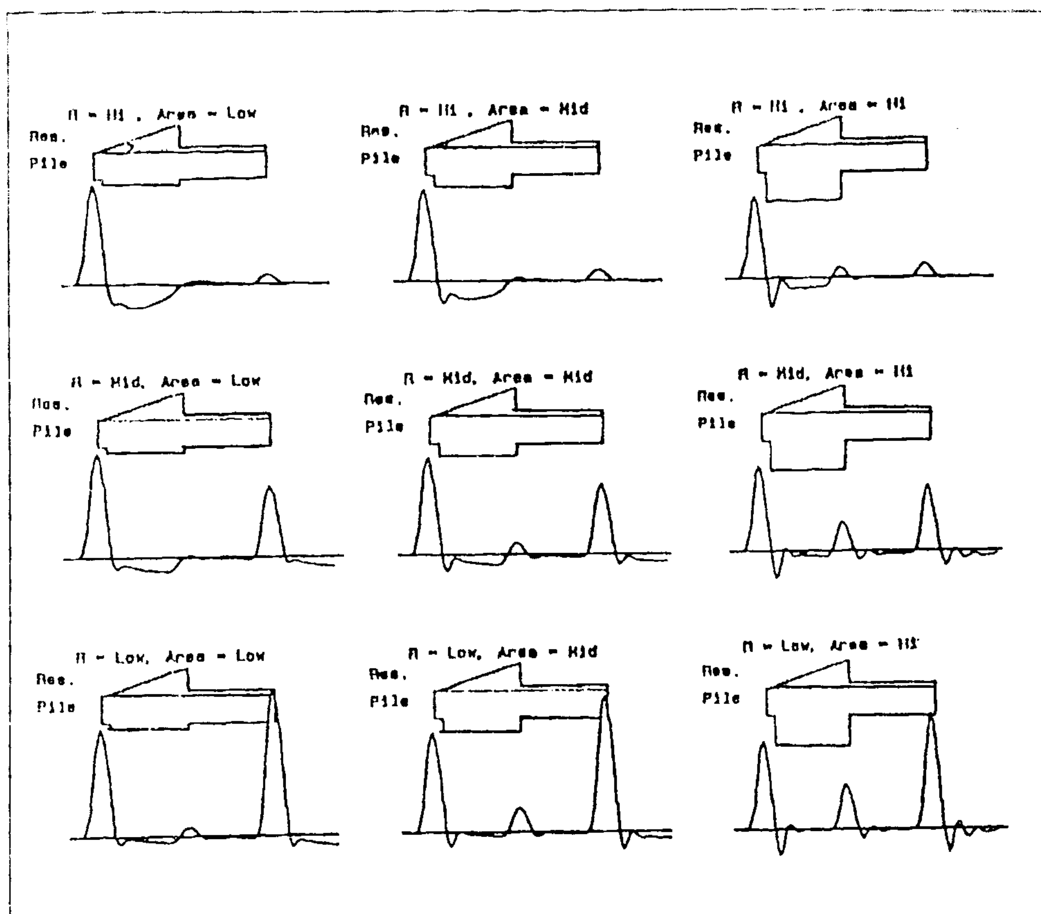

R = Hi , Area = Low
Res
Pile
R = Hi , Area = Mid
Res.
Pile
R = Hi , Area = Hi
Res.
Pile
R = Mid, Area = Low
Res
Pile
R = Mid, Area = Mid
Res.
Pile
R = Mid, Area = Hi
Res.
Pile
R = Low, Area = Low
Res.
Pile
R = Low, Area = Mid
Res.
Pile
R = Low, Area = Hi
Res.
Pile


R = Hi , Area = Low
Res.
Pile
R = Hi , Area = Mid
Res.
Pile
R = Hi , Area = Hi
Res
Pile
R = Mid, Area = Low
Res.
Pile
R = Mid, Area = Mid
Res.
Pile
R = Mid, Area = Hi
Res.
Pile
R = Low, Area = Low
Res.
Pile
R = Low, Area = Mid
Res.
Pile
R = Low, Area = Hi
Res.
Pile


R = Hi , Area = Low
Res.
Pile
R = Hi , Area = Mid
Res.
Pile
R = Hi , Area = Hi
Res.
Pile
R = Mid, Area = Low
Res.
Pile
R = Mid, Area = Mid
Res.
Pile
R = Mid, Area = Hi
Res.
Pile
R = Low, Area = Low
Res.
Pile
R = Low, Area = Mid
Res.
Pile
R = Low, Area = Hi
Res.
Pile


R – Hi , Area – Low
Res.
Pile
R – Hi , Area – Mid
Res.
Pile
R – Hi , Area – Hi
Res.
Pile
R – Mid, Area – Low
Res.
Pile
R – Mid, Area – Mid
Res.
Pile
R – Mid, Area – Hi
Res.
Pile
R – Low, Area – Low
Res.
Pile
R – Low, Area – Mid
Res.
Pile
R – Low, Area – Hi
Res.
Pile


R - Hi , Area - Low
Res.
Pile
R - Hi , Area - Mid
Res.
Pile
R - Hi , Area - Hi
Res.
Pile
R - Mid, Area - Low
Res.
Pile
R - Mid, Area - Mid
Res.
Pile
R - Mid, Area - Hi
Res.
Pile
R - Low, Area - Low
Res.
Pile
R - Low, Area - Mid
Res.
Pile
R - Low, Area - Hi
Res.
Pile


R - Hi , Area - Low
Res.
Pile
R - Hi , Area - Mid
Res.
Pile
R - Hi , Area - Hi
Res.
Pile
R - Mid, Area - Low
Res.
Pile
R - Mid, Area - Mid
Res.
Pile
R - Mid, Area - Hi
Res.
Pile
R - Low, Area - Low
Res.
Pile
R - Low, Area - Mid
Res.
Pile
R - Low, Area - Hi
Res.
Pile

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. P.I.T. Collector User's Manual. PDI Cleveland Ohio USA 1993.

2. P.D.A. User's Manual. PDI Cleveland Ohio USA 1993.

3. Proceedings. First International Statnamic Seminar. September 1995. Canada.

4. Proceedings. Fifth International conference on the application of stress-wave theory to piles. September, 1996. Orlando, Florida, USA

5. ASTM D5882-96 Standard Test Method for Low Strain Integrity Testing of Piles.

6. ASTM D4945-89 Standard Test Method for High Strain Dynamic Testing of Piles.

7. ASTM D1143 Method of Testing Piles under Static Axial Compressive Load.

8. NF P94-160-4 : Sols : Reconnaissance et essais. Auscultation d'un élément de fondation Partie 4 : Methode par impedance

9. NF P94-160-2 : Sols : Reconnaissance et essais. Auscultation d'un élément de fondation Partie 2 : Methode par rèflexion

10. Báo cáo tổng kết dự án nhà nước: "Hoàn thiện công nghệ kiểm tra chất lượng móng cọc nhà cao tầng,công trình biển và phát triển cơ sở hạ tầng".

    Chủ trì : *Nguyễn Hữu Đẩu*. Viện Địa kỹ thuật - Viện Khoa học công nghệ GTVT. Hà Nội, 3/2000.

11. Cọc khoan nhồi. Tập bài giảng lớp chuyên đề.

    Nguyễn Văn Quảng, Lê Đức Thắng, Nguyễn Bá Kế, Nguyễn Hữu Đẩu. Hà Nội, Tp Hồ chí Minh 1998 -1999.

12. Công nghệ mới đánh giá chất lượng cọc đóng và cọc khoan nhồi.

    Tập bài giảng lớp chuyên đề.

    Nguyễn Bá Kế, Nguyễn Hữu Đẩu, Hoàng Văn Tân, Trần Đình Ngô. Tp. Hồ Chí Minh, tháng 4/2000

13. Course notes on Bored Piling and Earth Works. Monash University-Australia. Training and Technology Transfer Program. My Thuan Bridge Project. August 1998.

14. Thí nghiệm kiểm tra đánh giá chất lượng cọc.

    Cung Nhất Minh, Điệp Văn Linh, Lưu Hưng Lực.
    Người dịch : *Nguyễn Đăng Sơn* - NXB Xây dựng, Hà Nội - 1999.

15. TCXD 206 : 1998. Cọc khoan nhồi - Yêu cầu về chất lượng thi công.

16. TCXD 205 : 1998. Móng cọc- Tiêu chuẩn thiết kế.

17. Using pile dynamic test method by PDA (USA) for the Jetty at Cement Honchong Plant
Nguyễn Hữu Đẩu - Tạp chí Viện KHCN GTVT, tháng 1/1996

18. Comparision of Static and Dynamic test results on open end steel pipe piles
Nguyễn Hữu Đẩu - Tạp chí Viện KHCN GTVT, tháng 2 + 3/1996.

19. Ứng dụng phương pháp thử động biến dạng lớn trong thiết kế và đánh giá chất lượng cọc
Nguyễn Hữu Đẩu - Tạp chí Viện KHCN GTVT, tháng 1/1997.

20. Đánh giá chất lượng thi công cọc khoan nhồi
Nguyễn Hữu Đẩu - Tạp chí GTVT, tháng 6/1997.

21. Công nghệ mới trong đánh giá chất lượng cọc
Nguyễn Hữu Đẩu - Tạp chí hoạt động KHKT, tháng 4/1997

22 Về sai số cho phép thi công và nghiệm thu cọc khoan nhồi
Nguyễn Hữu Đẩu - Tạp chí Viện KHCN GTVT, tháng 8/1997

23. Ứng dụng các công nghệ mới để kiểm tra chất lượng cọc khoan nhồi
Nguyễn Hữu Đẩu - Tuyển tập hội nghị khoa học công nghệ xây dựng toàn quốc 1997

24. Đề tài NCKH cấp Bộ "Ứng dụng công nghệ và xây dựng tiêu chuẩn thử động để xác định sức chịu tải và chất lượng thi công cọc móng sâu"
Nguyễn Hữu Đẩu (Chủ nhiệm), Hoàng Sơn Đỉnh, Vũ Xuân Quang , 1997

25. Phát hiện khuyết tật trên cọc bằng phương pháp biến dạng nhỏ - Tuyển tập các công trình nghiên cứu khoa học năm 1994 - 1998 của Viện Khoa học công nghệ xây dựng,
Trịnh Việt Cường, Nguyễn Việt Tuấn, Hà Nội 1998.

26. Các báo cáo kết quả thử cọc bằng các phương pháp PDA, PIT, CSL 2, nén tĩnh của Trung tâm Tư vấn thiết kế và chuyển giao công nghệ công trình giao thông vận tải
Viện Khoa học Công nghệ GTVT

Dương Minh Tuấn, Hoàng Sơn Đỉnh, Vũ Xuân Quang, Đàm Gia Phú, Trần Đình Long, *Bạch Dương, Đinh Công Trác, Phạm Đức Linh, Nguyễn Văn Hoà....*

MỤC LỤC

CÔNG NGHỆ MỚI
ĐÁNH GIÁ CHẤT LƯỢNG CỌC

(Tái bản)

Chịu trách nhiệm xuất bản :

TRỊNH XUÂN SƠN

Biên tập :	LƯƠNG XUÂN HỘI
Sửa bản in :	HOÀNG GIANG
	NGUYỄN HỮU ĐẨU
Chế bản :	LÊ HƯƠNG
Trình bày bìa :	NGUYỄN HỮU TÙNG

In 200 cuốn khổ 19 x 27cm tại Xưởng in Nhà xuất bản Xây dựng. Giấy chấp nhận đăng ký kế hoạch xuất bản số 46-2011/CXB/87-01/XD ngày 05- 01- 2011. Quyết định xuất bản số 88/QĐ- XBXD ngày 7-3-2011. In xong nộp lưu chiểu tháng 4-2011.